

Lauri Savolainen

# Poikkeuksellisen painavien tiekuljetusten geotekniset tarkastelut





Lauri Savolainen

# Poikkeuksellisen painavien tiekuljetusten geotekniset tarkastelut

Opinnäytetyö 12/2016

Liikennevirasto  
Helsinki 2016

*Kannen kuva: Lauri Savolainen*

Verkkojulkaisu pdf ([www.liikennevirasto.fi](http://www.liikennevirasto.fi))

ISSN 2343-1741

ISBN 978-952-317-310-1

Liikennevirasto

PL 33

00521 HELSINKI

Puhelin 0295 34 3000

**Lauri Savolainen: Poikkeuksellisen painavien tiekuljetusten geotekniset tarkastelut.** Liikennevirasto, tekniikka ja ympäristö -osasto Helsinki 2016. Opinnäytetyö 12/2016. 118 sivua ja 3 liitettä. ISSN 2343-1741, ISBN 978-952-317-310-1.

**Avainsanat:** erikoiskuljetus, tiekuljetus, geotekniikka, stabiliteetti, kantavuus

## Tiivistelmä

Suomessa kokonaismassaltaan yli 200-tonnisille erikoiskuljetuksille myönnetään vuosittain noin 10–20 lupaa. Näin raskaisiin kuljetuksiin liittyy merkittäviä riskejä, mutta niiden yhteydessä tehtävien geoteknisiä tarkasteluja ei ole virallisesti ohjeistettu Suomessa, Ruotsissa eikä Norjassa. Tämän diplomityön tarkoituksena on ollut tuottaa taustatietoa aiheesta tehtävälle Liikenneviraston ohjeelle.

Tutkimus on suoritettu kirjallisuusselvityksenä. Työn yhteydessä on lisäksi tehty laskentatarkasteluja. Kirjallisuusosuudessa käsitellään tierakenteen kuormituskestävyyttä, stabiliteettilaskennan teoriaa, raskaiden erikoiskuljetusten kalustoa ja kuormia, nykyisiä mitoituskäytäntöjä ja muutamia erilaisia pohjanvahvistusratkaisuja erikoiskuljetusten näkökulmasta.

Laskentatarkasteluosuudessa tarkastellaan, kuinka äärimmäisen raskaan tiekuljetuksen aiheuttama kuormitus jakautuu tiepenkereessä ja voiko tätä jakautumista hyödyntää stabiliteettilaskelmissa joissain tapauksissa. Valtaosa stabiliteettilaskelmista on tehty LEM:iin pohjautuvilla lamellimenetelmillä, mutta joitakin tarkasteluja on tehty myös FEM-pohjaisesti. Päähuomio laskentatarkasteluissa on seuraavien muuttujien vaikutuksissa: kuorma, pohjamaa, pengergeometria, ajolinja, liukupinnan muoto, kokonaisvarmuusmenetelmä ja osavarmuusmenetelmä, päätyvastus ja huokosylipaine. Muita muuttujia ja niiden vaikutuksia on pyritty arvioimaan tekstissä ilman laskelmia.

Tutkimuksen ohessa toteutuneiden erikoiskuljetuslupien perusteella havaittiin, että vaikka kuljetusten aiheuttamat pintakuormat kasvavat tasaisesti kokonaismassan mukaan, on niissä kuitenkin suurta vaihtelua. Pelkkä kokonaismassa ei välttämättä ole hyvä raja vaatimukselle selvityksestä pohjamaan ja tierakenteen kantokyvystä. Tutkimustulosten perusteella kokonaismassan rajaa voitaisiin jopa nostaa, kunhan samalla asetettaisiin raja sallitulle pintakuormalle absoluuttisesti ja suhteessa kokonaismassaan. Tämä motivoisi kuljetuksen suorittajia käyttämään vähemmän väyläinfräa kuluttavia kalustokokoonpanoja.

Laskelmien perusteella todettiin liukupinnan muodon ja huokosylipaineen väärän arvioinnin johtavan varmuuden yliarviointiin. Sen sijaan laskennallista varmuutta voidaan parantaa ajolinjaa muuttamalla ja hyödyntämällä laskennassa päätyvastuksen vaikutusta. Lisäksi laskelmien tulokset näyttivät toteen sen, että kuorman, pohjamaan ja pengergeometrian vaikutus vakavuuteen on suuri. Tämän vuoksi todettiin, että tieverkon laserkeilaus olisi suositeltavaa. Lisäksi suositeltavaa olisi tutkia poikkeuksellisen painavien tiekuljetusten vaikutusta tierakenteeseen ja erilaisiin pohjanvahvistusrakenteisiin.

**Lauri Savolainen: Geotekniska granskningar för exceptionellt tunga vägtransporter.** Trafikverket, teknik och miljö. Helsingfors 2016. Lärdomsprov 12/2016. 118 sidor och 3 bilagor. ISSN 2343-1741, ISBN 978-952-317-310-1.

## Sammanfattning

I Finland beviljas årligen 10–20 tillstånd för specialtransporter med en totalvikt som överskrider 200 ton. Så här tunga transporter är förenade med väsentliga risker, men för de geotekniska granskningar som ska utföras i samband med transporter finns inga officiella direktiv i Finland, Sverige eller Norge. Syftet med detta diplomarbete är att producera bakgrundsinformation för en anvisning i ärendet för Trafikverket.

Undersökningen har gjorts i form av en litteraturstudie. I anslutning till arbetet har även kalkylgranskningar utförts. I litteraturdelen behandlas vägkonstruktionens belastningstålighet, teorin för stabilitetsberäkning, materiel och laster för tunga specialtransporter, dagens dimensioneringsförfaranden och några olika lösningar för grundförstärkning betraktade ur specialtransporternas perspektiv.

I kalkylgranskningsdelen undersöks hur en exceptionellt tung vägtransporters belastning fördelas i vägbanken och om denna fördelning kan utnyttjas i stabilitetsberäkningar i något fall. Merparten av stabilitetsberäkningarna har gjorts med lamellmetoder baserade på LEM, men vissa granskningar är också FEM-baserade. Fokus i kalkylgranskningarna ligger på följande variablers verkningar: belastning, undergrund, vägbanksgeometri, körlinje, glidlinjens form, totalsäkerhetsmetoden och partialsäkerhetsmetoden, ändeffekt och porövertryck. Övriga variabler och deras verkningar har man försökt uppskatta utan kalkyler i texten.

I undersökningen noterade man utifrån beviljade tillstånd för specialtransporter att trots att de ytbelastningar som transporter orsakar ökar jämnt enligt den totala massan, finns det ändå stora variationer i dem. Enbart den totala massan är inte nödvändigtvis en bra gräns för krav på en utredning av undergrundens och vägkonstruktionens bärförmåga. Undersökningsresultaten visar att gränsen för den totala massan till och med kunde höjas, om man samtidigt införde en gräns för tillåten ytbelastning absolut och i förhållande till den totala massan. Detta skulle motivera dem som utför transporter att använda materielsammansättningar som orsakar mindre belastning på väginfrastrukturen.

Utifrån beräkningar konstaterades att en felbedömning av glidlinjens form och porövertrycket leder till en överskattning av säkerheten. Däremot kan man förbättra den kalkylmässiga säkerheten genom att ändra körlinjen och i kalkylen dra nytta av ändeffektens verkan. Dessutom bevisade kalkylresultaten att belastningen, undergrunden och vägbanksgeometrin har en stor inverkan på stabiliteten. Därför konstaterade man att laserskanning av vägnätet är att rekommendera. Dessutom vore det bra att undersöka vilken effekt exceptionellt tunga vägtransporter har på vägkonstruktionen och på olika grundförstärkningskonstruktioner.

**Lauri Savolainen: Poikkeuksellisen painavien tiekuljetusten geotekniset tarkastelut.** Finnish Transport Agency, Technology and Environment. Helsinki 2016. Thesis 12/2016. 118 pages and 3 appendices. ISSN 2343-1741, ISBN 978-952-317-310-1.

## Summary

Annually ca 10–20 oversized transports with total masses over 200 tons take place on the Finnish public road network. These kinds of transports include significant risks. Official guidance is missing for the geotechnical evaluations in Finland as well as in Sweden and Norway for these transports. The purpose of this master's thesis is to produce background information for Finnish Transport Agency and a guidance publication.

The methods used in this study are literature review and calculations. In the literature review part there are sections for road bearing capacity, theory of stability calculations, oversized transport vehicles and loads, existing design policy and a few different ground improvement and foundation structures in a view of oversized transports.

The first calculation part aims to find out how an extremely heavy transportation load is distributed by a road embankment and is that possible to utilize in stability calculations in some cases. Most of the stability calculations are conducted using method of slices based in LEM and some additional calculations are based in FEM. Main focus in the calculations is on the impact of the following variables: load, subsoil, geometry of the embankment, vehicle location on the road, shape of the slip surface, total factor of safety versus partial factor method, end effect, and excess pore pressure. Other variables and their effects have been considered without calculations.

During the inspection of actualized oversize transport permissions it was found, that generally the equally distributed load increases evenly as a function of total mass. Still there has been lots of variation in the surface load over the total mass. Because of this, the total mass only might not be a very good determiner for a need of clearance of bearing capacity of road structure and subsoil. Changing the criteria could motivate the transport operators to use equipment that is less wearing for the infrastructure.

According to the calculations, some issues can lead to overestimating the safety. On the other hand, the factor of safety can be improved by optimizing the vehicle location on the road and utilizing the end effect. Furthermore, the calculations indicate that the effects of load, subsoil and embankment geometry is significant. Because of this, it is recommended to carry out laser scanning throughout the public road network. Moreover, it is recommended to research the effect of extremely heavy road transports to road structure and to different ground improvement and foundation structures.

## Esipuhe

Suomessa tieverkolla tapahtuu vuosittain kymmeniä erikoiskuljetuksia, joissa kokonaismäärä on yli 200 t. Tällainen kuljetus aiheuttaa tierakenteeseen ja pohjamaahan huomattavasti normaalia tieliikennettä suuremman kuormitusintensiteetin, eikä virallista ohjeistusta ole, miten poikkeuksellisen raskaat kuljetukset tulisi huomioida tie- ja pohjarakenteiden suunnittelussa ja mitoituksessa.

Työssä tutkittiin kirjallisuusselvityksin ja laskentaesimerkein erityisesti maanvaraisen penkereen stabiliteettiin vaikuttavia tekijöitä. Laskelmilla tutkittiin eri tekijöiden, kuten esimerkiksi pengerkorkeuden, kuljetuksen aiheuttaman kuormituksen, pohjamaan lujuuden, tien poikkileikkausgeometrian vaikutusta laskennalliseen varmuustasoon. Tulosten perusteella on todettavissa, että useissa tapauksissa poikkeuksellisen raskaan kuljetuksen aikainen tiepenkereen laskennallinen varmuus ilman erityistoimenpiteitä on vaarallisen pieni ts. tiepenkereen sortuman todennäköisyys kasvaa, kun lähtökohtana on normaalille tieliikennekuormalle mitoitettu ja vaaditun varmuustason niukasti tai kohtalaisesti täyttävä rakenne.

Työn tuloksena saatiin tulevalle ohjeistukselle taustatietoa miten geotekniset tarkastelut tulisi tehdä, miten tunnistetaan olemassa olevia riskipaikkoja suunnitellulla kuljetusreitillä ja miten suunnitteluprosessia tulisi yhtenäistää siten, että geoteknisille tarkasteluille varmistettaisiin tietty minimitaso vakavien onnettomuuksien ehkäisemiseksi ja toisaalta karsimaan tarpeetonta ylisuunnittelua.

Tutkimus oli Tampereen Teknillisen Yliopiston opiskelija Lauri Savolaisen diplomityö, ja sen rahoittajana toimi Liikennevirasto ja Fingrid Oyj. Diplomityö oli osa Liikenneviraston ”Raskaiden maantiekuljetusten maaperäselvitysten hallinnoinnin digitalisointi ja toimintamalli”-projektia, missä tarkoituksena on luoda toimintamalli, jossa digitalisaation avulla maaperäselvitysten läpivientiä kehitetään tienpidon eri vaiheissa selventämällä vastuunjakoa, selvityksen vaiheita ja sisältöä karkealla tasolla huomioiden erikoislupajärjestelmän tarpeet ja mahdollisuudet.

Diplomityön ohjausryhmässä toimivat seuraavat henkilöt:

- Tim Länsivaara, Tampereen Teknillinen Yliopisto
- Juho Mansikkamäki, Ramboll Finland Oy
- Kaisu Laitinen, Ramboll Finland Oy
- Mikael Wiren, Fingrid Oyj
- Veli-Matti Uotinen, Liikennevirasto

Helsingissä joulukuussa 2016

Liikennevirasto

Tekniikka- ja ympäristöosasto



# Sisällysluettelo

LYHENTEET JA MERKINNÄT .....	9
1 JOHDANTO .....	11
1.1 Tutkimuksen tausta .....	11
1.2 Työn tavoitteet .....	12
1.3 Tutkimuksen rajaukset ja suoritus .....	12
2 TIERAKENTTEEN KUORMITUSKESTÄVYYS .....	14
2.1 Tierakenteen ominaisuudet .....	14
2.2 Kuormituksen jakautuminen tierakenteessa .....	15
2.3 Alusrakenteen ominaisuudet .....	17
2.4 Ympäristötekijöiden vaikutus kuormituskestävyyteen .....	19
2.5 Tierakenteen vaurioitumismekanismit .....	21
2.6 Kuormituskestävyys- ja kantavuusmittausmenetelmät .....	25
2.6.1 Pudotuspainolaitemittaukset .....	25
2.6.2 Levykuormituskoe .....	28
2.6.3 Maatutkaluotaus .....	29
3 STABILITEETTI LASKENNAN TEORIA .....	32
3.1 Liukupintamenetelmät .....	32
3.1.1 Lamellimenetelmät yleisesti .....	34
3.1.2 Bishopin menetelmä .....	36
3.1.3 Morgenstern-Price menetelmä .....	37
3.2 Huokosvedenpaine .....	38
3.2.1 Huokosylipaine .....	38
3.2.2 Huokosylipaineen vaikutus laskelmiin .....	40
3.3 Laskenta GeoCalc-ohjelmalla .....	43
4 RASKAIDEN ERIKOISKULJETUSTEN KALUSTO JA KUORMAT .....	44
4.1 Tieliikenteessä yleisesti sallitut ajoneuvon ja ajoneuvoyhdistelmän massat ..	44
4.2 Kaluston vaatimukset .....	45
4.3 Kuormat .....	47
5 NYKYISET MITOITUSKÄYTÄNNÖT .....	52
5.1 Suomen nykyiset mitoituskäytännöt .....	52
5.1.1 Kuormituskestävyyssmitoitus .....	52
5.1.2 Vakavuusmitoitus .....	55
5.1.3 Toimintamalli raskaiden erikoiskuljetusten yhteydessä .....	59
5.2 Vaatimukset ja ohjeet muissa Pohjoismaissa .....	60
5.2.1 Ruotsi .....	60
5.2.2 Norja .....	61
6 LASKENNALLISET TARKASTELUT .....	63
6.1 Kuorman mallintaminen .....	63
6.1.1 FEM-laskenta .....	63
6.1.2 Stabiliateettilaskennassa käytettävien kuormien ja kuorman jakautumisen valitseminen .....	68
6.2 Stabiliateettilaskenta rajatasapainomenetelmällä .....	70
6.2.1 Yleiset oletukset ja laskentarunko .....	70
6.2.2 Pengergeometrian vaikutus .....	74

6.2.3	Kuorman ja pohjamaan vaikutus .....	77
6.2.4	Ajolinjan vaikutus varmuuteen .....	81
6.2.5	Vertailu Morgenstern-Price -menetelmään .....	82
6.2.6	Osavarmuustarkastelut .....	84
6.2.7	Päätyvastuksen huomioiminen .....	88
6.2.8	Huokosylipaineen vaikutus.....	90
6.3	Stabiliteettilaskenta elementtimenetelmällä.....	94
7	ERIKOISKULJETUKSET JA POHJANVAHVISTUKSET.....	99
7.1	Olemassa olevat pohjanvahvistukset .....	99
7.1.1	Paalulaatta.....	99
7.1.2	Puupaalut.....	101
7.1.3	Syvästabilointi .....	103
7.2	Kuljetuksen aikaiset pohjanvahvistukset.....	105
7.2.1	Massanvaihto .....	105
7.2.2	Teräsverkko ja geolujitteet .....	106
7.2.3	Teräslevyt.....	108
7.2.4	Vastapenger.....	109
8	YHTEENVETO .....	111
8.1	Yleistä .....	111
8.2	Suositus tehtävistä tarkasteluista ja menetelmistä.....	112
8.3	Suosituksat jatkotutkimuksista .....	114
	LÄHTEET .....	116
	LIITTEET	
Liite 1	Tulosteita Plaxis-laskelmista	
Liite 2	Tulosteita GeoCalc-laskelmista	
Liite 3	Laskentatuloksia: taulukoita ja kuvaajia	

# Lyhenteet ja merkinnät

## Latinalaiset kirjaimet

$a$	Kuormituslevyn säde levykuormituskokeessa
$c'$	Tehokas koheesio
$E$	Kimmomoduuli
$E_d$	Kuormien vaikutusten mitoitusarvo
$E_i, E_{i+1}$	Lamellien väliset normaalivoimat $i$ ja $i+1$ pinnoilla
$F_s$	Varmuus sortumaa vastaan
$H_i$	Lamellin keskimääräinen korkeus
$K_o$	Pysty- ja vaakasuuntaisten jännitysten suhde
$K_{FI}$	Kuormakerroin
$L$	Tien leveyskerroin
$p$	Kosketuspaine levykuormituskokeessa
$p_f'$	Lopputilan hydrostaattinen jännitys
$P_i$	Lamellin pohjassa vaikuttava normaalivoima
$p_{K_o}'$	Alkutilan hydrostaattinen jännitys
$r$	Kerroin levykuormituskokeessa
$R_d$	Kestävyyden mitoitusarvo
$r_u'$	Huokosvedenpaineparametri
$s$	Painuma levykuormituskokeessa
$S$	Mitoitusroudansyvyys
$S_i$	Lamellin pohjassa vaikuttava leikkausvoima
$S_u$	Suljettu leikkauslujuus
$t$	Routaturpoama
$u_{ey}$	Myödyn aiheuttama huokosvedenpaine
$u_i$	Huokosvedenpaine lamellin pohjassa
$\nu$	Poisson-luku
$W_i$	Lamellin paino
$x'$	Vaakasuuntainen kohtisuora etäisyys lamellin pohjan keskipisteen ja $\Omega$ :n välillä
$X_i, X_{i+1}$	Lamellien väliset leikkausvoimat $i$ ja $i+1$ pinnoilla
$x_v$	etäisyys pystyvoiman ja $\Omega$ :n välillä
$y'$	Pystysuuntainen kohtisuora etäisyys lamellin pohjan keskipisteen ja $\Omega$ :n välillä
$y_Q$	Etäisyys vaakavoiman ja $\Omega$ :n välillä
$\Delta Q_i$	Ulkoiset vaakavoimat
$\Delta V_i$	Ulkoiset pystyvoimat
$\Delta X_i$	Lamellin leveys

## Kreikkalaiset kirjaimet

$\alpha_i$	Lamellin pohjan ja vaakatason välinen kulma
$\sigma'$	Tehokas jännitys
$\sigma_{cv}'$	Esikonsolidaatiojännitys
$\Omega$	Momenttikeskipiste
$\varphi'$	Tehokas kitkakulma

**Lyhenteet**

FEM	Elementtimenetelmä, finite element method
KA <sub>MUU</sub>	Muiden raskaiden ajoneuvojen määrä vuorokaudessa
KA <sub>YHD</sub>	Ajoneuvoyhdistelmien määrä vuorokaudessa
KA <sub>YHD.TYHJÄ</sub>	Tyhjien ajoneuvoyhdistelmien määrä vuorokaudessa
KA <sub>YHD.TÄYSI</sub>	Täysien ajoneuvoyhdistelmien määrä vuorokaudessa
KKL	Kuormituskertaluku
KKL <sub>KAISTA</sub>	Kaistakohtainen kuormituskertaluku
KVL	Keskimääräinen vuorokausiliikenne
LEM	Rajatasapainomenetelmä, limit equilibrium method
MP	Morgenstern-Price-laskentamenetelmä
AB	Asfalttibetoni
PAB	Pehmyt asfalttibetoni
ODF	Ylimoituskerroin

# 1 Johdanto

## 1.1 Tutkimuksen tausta

Suomessa myönnetään massaltaan yli 200-tonnisille erikoiskuljetuksille vuosittain noin 10–20 lupaa ja kuljetuksista raskaimmat voivat olla jopa yli 450 tonnisia. 200 tonnin kokonaismassaa on pidetty toistaiseksi erikoiskuljetuslupien käsittelyssä rajana vaatimukselle maaperälausunnosta.

Tyypillistä edellä mainituille kuljetuksille on se, että niissä akselipainot ylittävät selvästi tavanomaisen tieliikenteen sallitun akselipainon. Lisäksi raskaasti kuormitettuja akseleita on useita peräjäälkeen. Tällainen kuljetus aiheuttaa pohjamaahan huomattavasti normaalia tieliikennettä suuremman kuormitusintensiteetin.

Yksi vuosittain useasti toistuva, merkittävä ja yhteiskunnallisesti tärkeä kuljetusryhmä yli 200 tonnin kuljetustapauksissa on suurmuuntajakuljetukset. Sähkön kantaverkosta vastaavan Fingrid Oyj:n edustaja on tuonut ilmi, että kuljetuksiin liittyvien geoteknisten tarkastelujen tarkkuustaso vaihtelee huomattavasti riippuen konsultista tai geoteknisestä suunnittelijasta (Wiren, 2016).

Poikkeuksellisen painavat tiekuljetukset ovat aina haastavia tehtäviä ja niihin sisältyy geoteknisestä näkökulmasta katsottuna suuria vaaroja. Tierakenteen tai alusrakenteen pettäessä kuljetukseen osallistuvien henkilöiden henki ja terveys vaarantuvat ja toisaalta myös taloudelliset vahingot voivat nousta erittäin mittaviksi. Lisäksi esimerkiksi suurmuuntajakuljetusten yhteydessä vahingolla voi olla kansallisiakin seurauksia, mikäli kyseessä on Suomen sähköverkolle tärkeä suurmuuntaja.

Raskaiden erikoiskuljetusten geotekniselle suunnittelulle ei ole olemassa erillistä ohjetta, jonka mukaan suunnittelu tulisi tehdä. Suunnittelun tarkkuustasossa ja suositeltujen ratkaisujen perusteluissa on ollut runsaasti vaihtelua, mikä voidaan nähdä riskinä kuljetusten turvalliselle suorittamiselle. Ohjeistuksen puuttuessa osassa tarkasteluista keskitytään ainoastaan tien päällysrakenteen ongelmiin, kun pohjamaa ja vakavuustarkastelut jäävät vähemmälle huomiolle. Stabiliteetin kannalta potentiaalisesti vaarallisten tieosuuksien paikallistaminenkin voi olla suuri haaste. On hyvin mahdollista, että erityisen heikko tiepenger ja alimitoitettu tarkastelu toteutuvat samassa projektissa, jolloin riski voi toteutua vakavin seurauksin. Suunnitteluprosessin yhtenäistäminen yleisesti käyttöön otettavalla ohjeella on omiaan vähentämään vakavan onnettomuuden riskiä. Tällöin pystytään varmistamaan geoteknisille tarkasteluille tietty minimitaso ja toisaalta karsimaan tarpeetonta ylisuunnittelua.

Tämän diplomityön ohella raskaiden erikoiskuljetusten maaperäselvityksiin liittyen ollaan toteuttamassa projektia ”Raskaiden maantiekuljetusten maaperäselvitysten hallinnoinnin digitalisointi ja toimintamalli”. Projektin tarkoituksena on luoda toimintamalli, jossa digitalisaation avulla maaperäselvitysten läpivientiä tienpidon eri vaiheissa selventämällä vastuunjakoa, selvityksen vaiheita ja sisältöä karkealla tasolla huomioiden erikoislupajärjestelmän tarpeet ja mahdollisuudet. Diplomityön tuloksia voidaan hyödyntää edellä mainitussa projektissa. Työ tehdään Ramboll Finland Oy:n alaisuudessa ja työn tilaajat ovat Fingrid Oyj ja Liikennevirasto, joiden mielestä tarve ohjeen laatimiselle on ilmeinen.

## 1.2 Työn tavoitteet

Työn päätavoitteena on luoda taustatietoa Liikenneviraston ohjeelle siitä, kuinka geotekninen suunnittelu poikkeuksellisen painavissa tiekuljetuksissa tulee tehdä ja mitä sen tulee sisältää. Alatavoitteena on selvittää, kuinka erikoiskuljetusten geotekninen suunnittelu tehdään tällä hetkellä Suomessa ja esitellä lyhyesti Ruotsin ja Norjan mitoituskäytännöt. Toisena alatavoitteena on tehdä kirjallisuusselvitys kantavuusmittaus- ja koekuormitusmenetelmistä sekä arvioida näiden menetelmien käytettävyyttä tässä yhteydessä. Lisäksi tarkastellaan raskaissa erikoiskuljetuksissa käytettävää kalustoa, kalustolle asetettuja vaatimuksia ja kuljetusten aiheuttamia kuormituksia.

Syventäviä alatavoitteita on selvittää laskennallisin tarkasteluin pohjamaahan kohdistuva jännityslisäys sekä pengergeometrian, kuorman ja pohjamaan ominaisuuksien vaikutus stabiliteettiin. Tarkastelut tehdään pääosin kokonaisvarmuusmeneteltyllä, mutta osin myös eurokoodin mukaista osavarmuusmenetelmää käyttäen. Lisäksi mahdollisina syventävinä alatavoitteina on tehdä lisätarkasteluja puupaalujen, stabiloinnin, paalulaatan, massanvaihdon ja kuormitusajan vaikutuksista vakavuuteen. Päätavoitetta tukevana alatavoitteena on myös tehdä suositukset tutkimus- ja analysointimenetelmistä poikkeuksellisen painavien tiekuljetusten yhteydessä.

## 1.3 Tutkimuksen rajaukset ja suoritus

Tutkimuksen aihealue on hyvin laaja, joten aihealueen huolellinen rajaaminen on tärkeää. Tierakenteen kuormituskestävyyden osalta teoria kirjoitetaan mahdollisimman lyhyesti siten, että lukija saa siitä peruskäsityksen tierakenteeseen ja alusrakenteen tyypillisesti kohdistuvista rasituksista ja siitä, kuinka ne johtavat erilaisiin vaurioihin tierakenteessa. Lisäksi esitellään lyhyesti tyypillisimmät tutkimusmenetelmät, joilla voidaan arvioida tierakenteen kantavuutta.

Stabiliteettilaskennan teoria on erittäin laaja kokonaisuus, sillä tiepenkereen vakavuuteen vaikuttaa useita monimutkaisia muuttujia. Diplomityön laajuudessa ei voida paneutua tarkasti kaikkiin vakavuuteen vaikuttaviin muuttujiin, vaan stabiliteettilaskennan teoriassa keskitytään yleisesti käytettäviin laskentamenetelmiin ja niiden olettamuksiin. Laskentamenetelmiä on mittava määrä, joten tässä paneudutaan ainoastaan työn laskentaosuudessa käytettäviin menetelmiin. Näiden lisäksi stabiliteettilaskennan teoriaosuudessa käsitellään lyhyesti huokosvedenpaineen muodostumista hienorakeisiin maihin ja sen vaikutusta maan lujuuteen.

Raskaiden erikoiskuljetusten kaluston ja kuorman osalta tutkimuksessa selvitetään lain-säädännön asettamat reunaehdot erikoiskuljetuksissa käytettäville kuormille ja kalustolle. Kuljetuksen pituutta, leveyttä ja korkeutta koskevat säädökset eivät ole tämän tutkimuksen kannalta oleellisia, joten niitä ei tässä työssä tarkastella. Lisäksi kaluston ja kuormien osalta selvitetään laillisten kuljetusten aiheuttamia kuormituksia ja niistä rakenteeseen kohdistuvia pintakuormia.

Nykyisistä mitoituskäytännöistä tutkimuksessa käsitellään Suomen, Ruotsin ja Norjan kuormituskestävyysmitoitusta ja vakavuusmitoitusta tavanomaisessa tiesuunnittelussa. Suomen osalta mitoituskäytännöt käsitellään hieman laajemmin. Mitoituskäytännöissä käsitellään myös tavanomaisen suunnittelun näkökulmaa, sillä teitä ei yleisesti ottaen suunnitella erityisesti erikoiskuljetuksia silmällä pitäen. Tutkimuksessa tarkastellaan mitä eroavaisuuksia Suomen, Ruotsin ja Norjan käytännöissä on.

Tutkimuksen laskennallisissa tarkasteluissa suurin rajaava tekijä on käytettävissä oleva aika, jonka vuoksi laskentoja voidaan tehdä rajallinen määrä. Laskennan laajimmalle osuudelle muodostetaan laskentarunko, jonka mukaisesti LEM-laskentoja tehdään noin sadalle erilaiselle tapaukselle. Laskentarungon lisäksi tehdään erilaisia kohdennettuja tarkasteluja eri menetelmillä ja eri näkökulmista sekä eurokoodin mukaisesti osavarmuusmenetelmällä. Tällöin rajatasapainomenetelmällä tehtävien laskentasuoritusten yhteenlaskettu kokonaismäärä nousee yli kahteen sataan. Lisäksi muutamilla laskentasuorituksilla tarkastellaan kuorman siirtymistä tierakenteesta pohjamaahan. Laajojen laskelmien pohjalta mielenkiintoisimmiksi osoittautuneita kuormitustapauksia tarkastellaan myös FEM-laskentana parilla kymmenellä laskelmalla.

Erikoiskuljetukset ja pohjanvahvistukset -pääotsikon alla muutamia tien yleisiä pohjanvahvistusrakenteita ja erikoiskuljetusten yhteydessä käytettäviä ratkaisuja tarkastellaan yksi kerrallaan. Tämän työn yhteydessä tehtävä tarkastelu on kuitenkin hyvin suppea, sillä asian tutkiminen vaatisi runsaasti erilaisia laskentoja ja mahdollisesti kenttäkokeita tai muuta kokeellista tutkimusta. Tämän työn tarkasteluissa voidaan kirjallisuuden lisäksi käyttää tarvittaessa haastatteluja, tilaajan arkistoista saatuja tietoja sekä muutamia yksittäisiä laskentasuorituksia.

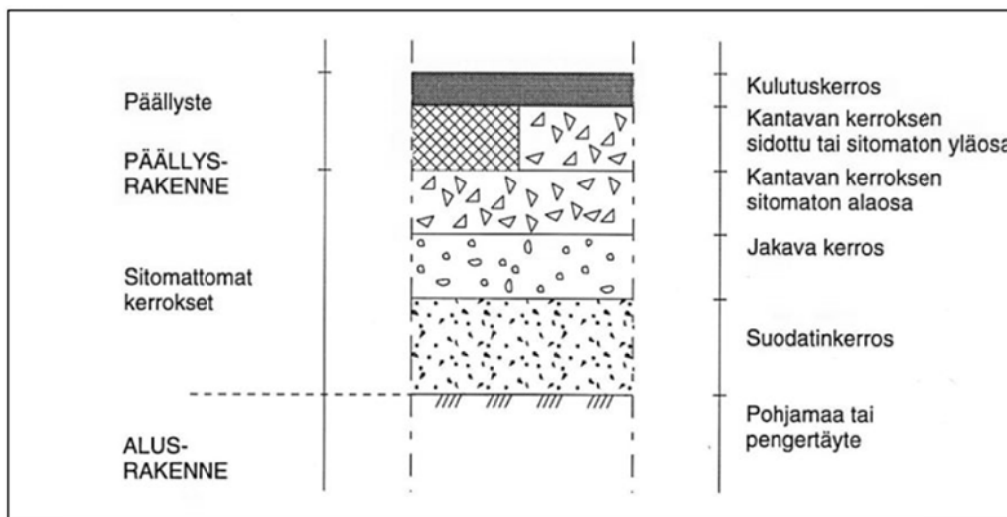
## 2 Tierakenteen kuormituskestävyys

Tierakenteella on oltava riittävä kuormituskestävyys, jotta kuljetus voidaan suorittaa turvallisesti ja ilman, että tierakenne vaurioituu. Kuormituskestävyys riippuu useista eri muuttujista, kuten kuorman kokonaispainosta, kuormituksen alasta, kuormitusnopeudesta, tierakenteen ja pohjamaan ominaisuuksista sekä ympäristötekijöistä. Tässä luvussa käsitellään maan kuormituskestävyyden teoriaa raskaita erikoiskuljetuksia koskevalta osalta.

Erikoiskuljetuksissa olennaista on se, kuinka kuormitus jakautuu tierakenteessa ja kuinka rakenne jakaa kuormituksia alusrakenteelle. Lisäksi on tarkasteltava itse tierakennetta ja sen alla olevaa alusrakennetta, pohjamaata tai pengertäytettä. Olennaista on tunnistaa ympäristövaikutusten ja vuodenaikojen vaikutus kuormituskestävyyteen sekä tuntea tien vaurioitumismekanismit, jotta vaurioitumista osataan välttää mahdollisuuksien mukaan.

### 2.1 Tierakenteen ominaisuudet

Suomessa tavanomainen joustava päällysrakenne koostuu useista eri kerroksista. Päällyste on bitumisella sideaineella sidottu joustava kulutuskerros ja sen alapuoliset kerrokset ovat sitomattomia kerroksia. Päällysteen lisäksi myös kantavan kerroksen yläosa voi olla sidottu kerros. Sitomattomat kerrokset ovat tavallisesti kantava, jakava ja suodatinkerros. Tyypillisen joustavan päällysrakenteen kerrokset on esitetty kuvassa 2.1.



Kuva 2.1. Joustavan päällysrakenteen rakennekerrokset. (Ehrola, 1996)

Tien kulutuskerroksen toiminnallinen tehtävä on luoda tien pinta, joka on turvallinen, miellyttävä ja taloudellinen ajaa. Kulutuskerroksen rakenteellinen tehtävä on muodostaa tierakenteelle suojaa vettä vastaan. Sidottuna kerroksena kulutuskerros lisää myös merkittävästi tierakenteen kokonaisjäykkyyttä, mikäli päällysteen paksuus ja laatu ovat riittävät. Kulutuskerrosmateriaaleina voidaan käyttää erilaisia asemasekoitteisia massoja, joita ovat muun muassa asfalttibetoni, epäjatkuva asfaltti, kivi-mastiksiasfaltti, valuasfaltti, avoin asfaltti ja pehmeät asfalttibetonit. (Ehrola, 1996)



Kantavan kerroksen tehtävä on muodostaa pohja sen päälle tulevalle päällysteelle. Kantavan kerroksen tulee muodostaa päällysteelle niin kantava alusta, etteivät päällysteen taivutusvetojännitykset kasva liian suuriksi, sillä tämä voisi aiheuttaa päällysteen ennenaikaista vaurioitumista. Kantava kerros voidaan tehdä joko yhtenä sitomattomana kerroksena tai kahtena kerroksena, joista ylempi kerros on sidottu ja alempi sitomaton. Sitomattomaan kerrokseen käytetään murskattua kiviainesta, jonka suositeltava maksimiraekoko on 45–55 mm. Sidottu kantava kerros tehdään kantavan kerroksen asfalttibetonista (ABK), jonka maksimiraekoko on 20–32 mm. (Ehrola, 1996)

Jakavan kerroksen tehtävä on nimensä mukaisesti jakaa liikenteen aiheuttamat kuormat riittävän laajalle alueelle, jotta alusrakenteeseen ei kohdistu liian suuria pystysuuntaisia puristusjännityksiä suhteessa sen materiaaliominaisuuksiin. Jakavalla kerroksella on myös kuivatuksellisia tehtäviä. Karkearakeisena kerroksena se katkaisee veden kapillaarisen nousun päällysrakenteen yläosaan ja johtaa rakenteeseen suotautuneet vedet tien sivuille. Jakavana kerroksena käytetään luonnonsoraa tai murskattua kiviainesta. (Ehrola, 1996)

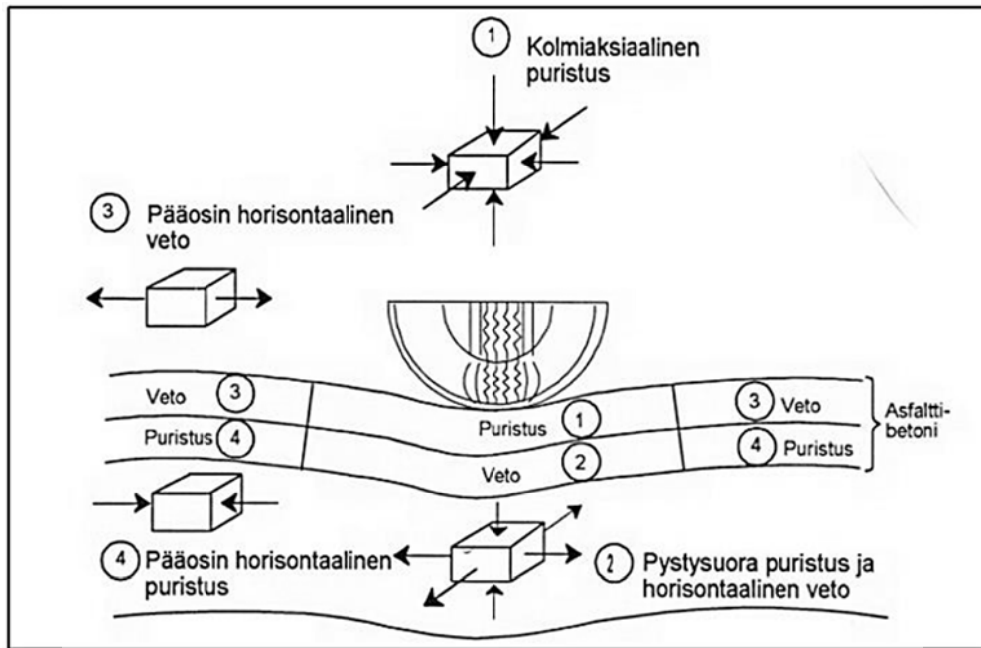
Suodatinkerroksen pääasiallinen tehtävä on estää päällysrakenteen ja alusrakenteen sekoittuminen toisiinsa. Lisäksi suodatinkerros estää kapillaarisen veden nousun ylemmäs tierakenteeseen ja muiden kerrosten tapaan lisää tien kuormituskestävyyttä sekä pienentää ja tasaa routanousuja. Suodatinkerros tehdään yleensä routimattomasta hiekasta. Kerros voidaan myös tietyissä tapauksissa korvata suodatinkankaalla. (Ehrola, 1996)

Tien kerroksellisessa rakenteessa on kaksi selkeää etua. Ensinnäkin se mahdollistaa laadultaan erilaisten materiaalien käytön eri osissa tierakennetta. Tien pinnan läheisyydessä käytetään korkealaatuisimpia materiaaleja, koska tiehen kohdistuvat rasitukset ovat suurimmillaan tien pinnassa ja sen läheisyydessä. Alemmat kerrokset voidaan tehdä heikkolaatuisimmista materiaaleista, sillä ylemmät kerrokset jakavat rasitusta, jolloin alemmille kerroksille tulee huomattavasti pienempiä rasituksia. Kerroksellisen rakenteen toinen etu on se, että sillä saadaan routimattomalle rakenteella paksuutta, mikä vähentää roudan tunkeutumista routivaan alusrakenteeseen. (Ehrola, 1996)

## 2.2 Kuormituksen jakautuminen tierakenteessa

Tien pinnalla liikkuva rengas synnyttää tierakenteeseen monimutkaisen jännitystilän. Tien pinta sekä koko tierakenne taipuvat kuormitetun renkaan alla, jolloin renkaan aiheuttamat kuormitusvaikutukset ulottuvat suoraan renkaan alle sekä sen ympäristöön. Pistemäisesti kuormaa tarkasteltaessa voidaan erottaa neljä erilaista kuvassa 2.2. esitettyä jännitystilaa, jotka rengaskuorma ja sen aiheuttama tienpinnan taipuminen aiheuttavat:

1. Kolmiaksisiaalinen puristus renkaan alla päällysteen yläosassa
2. Vetojännitys tien pituus- ja poikkisuunnassa sekä pystysuuntainen puristus renkaan alla päällysteen alaosassa
3. Kuormituksen vaikutusalueen reunaosissa renkaan molemmin puolin tien pituus-suuntainen vetojännitys renkaan kulkusuunnassa sekä poikkisuuntainen vetojännitys renkaan sivuilla päällysteen alaosassa.
4. Kuormituksen vaikutusalueen reunaosissa renkaan molemmin puolin tien pituus-suuntainen puristusjännitys renkaan kulkusuunnassa sekä poikkisuuntainen puristusjännitys renkaan sivuilla päällysteen alaosassa. (Ehrola, 1996)



Kuva 2.2. Tienpinnan taipuminen kuormitetun renkaan alla ja sen aiheuttamat jännitykset päällysteessä. (Ehrola, 1996)

Tierakenteen sitomattomissa kerroksissa sekä alusrakenteessa vaikuttaa ainoastaan puristusjännitys, sillä sitomattomat materiaalit eivät pysty ottamaan vastaan vetoa. Kerroksellisen tierakenteen toiminnan kannalta kriittisimmät jännitykset ovat sidotun rakennekerroksen alareunaan syntyvä vetojännitys sekä alusrakenteen yläpintaan syntyvä pystysuora puristusjännitys. Sidottujen kerrosten alareunaan syntyvä vetojännitys aiheuttaa erityisesti päällysteen väsymishalkeilua. Alusrakenteeseen ja sitomattomiin rakennekerrokseen kohdistuva pystysuora puristusjännitys aiheuttaa muodonmuutoksia, joista osa jää pysyviksi. (Ehrola, 1996)

Kerroksittain vaihtelevien materiaaliominaisuuksien lisäksi tierakenteessa vallitsevan jännitystilän tarkastelua monimutkaistaa se, että tietyssä tarkastelupisteessä vallitsevat jännitykset riippuvat renkaan sijainnista tarkastelupisteeseen nähden. Jännitystila vaihtelee koko ajan renkaan liikkua. Päällysteen pintaosaan aiheutuu tien pituussuunnassa vaakasuorasta normaalijännityksestä johtuvaa vetoa, kun rengas lähestyy. Renkaan tullessa tarkastelupisteen yläpuolelle veto muuttuu puristusjännitykseksi, joka saavuttaa maksimiarvonsa renkaan ollessa pisteen päällä. Renkaan loitontuessa tarkastelupisteestä päällysteen pintaosan puristusjännitys pienenee ja muuttuu jälleen vetojännitykseksi. (Ehrola, 1996)

Päällysteen alaosassa jännitysreaktiot ovat päinvastaisia kuin yläosassa. Renkaan ollessa kauempana jännitys on puristusta, joka muuttuu vedoksi renkaan ollessa tarkastelupisteen päällä ja jälleen puristukseksi renkaan loitontuessa pisteestä. Sitomattomissa rakennekerroksissa vaakasuora normaalijännitys on pelkkää puristusta. Pystysuora normaalijännitys on puristusta, jonka maksimiarvo saavutetaan tarkastelupisteen kohdalla. Leikkausjännityksen maksimiarvo sen sijaan saavutetaan hieman ennen tarkastelupistettä, jossa se on hetkellisesti nolla sen vaihtaessa suuntaansa renkaan ohittaessa pisteen. (Ehrola, 1996)

Tien poikkisuunnassa jännitykset esiintyvät samankaltaisesti kuin pituussuunnassa, tosin sillä erotuksella, että renkaan kulkulinjalla ei tapahdu samanlaisia jännityksen muutoksia kuin pituussuunnassa. Tällöin esimerkiksi poikkisuuntainen vaakasuora normaalijännitys on päällysteen alaosassa ainoastaan vetoa. (Ehrola, 1996)

## 2.3 Alusrakenteen ominaisuudet

Tierakenteen suunnittelun perustana on Odemarkin mitoitusyhtälö, jossa yksi lähtöparametri on pohjamaan kimmomoduulin (E-moduuli) arvo (Jämsä, 1985). Odemarkin mitoitusyhtälön mukaisesti rakennekerroksen kantavuuteen vaikuttaa olennaisesti sen alapuolella olevan maakerroksen kimmomoduuli. Pohjamaan kimmomoduuliin vaikuttavia tekijöitä ovat muun muassa maalajin hienoainespitoisuus, vesipitoisuus, tiiviys sekä maaperässä vallitseva jännitystilä.

Tierakennetta mitoitettaessa nykyisten Liikenneviraston ohjeiden mukaan alusrakente luokitellaan seitsemään eri luokkaan. Nämä luokat ovat kuiva, märkä, veden virtaus sivulta, sekalaatuinen, tasalaatuinen, pehmeä savi sekä jäykkä, kiinteä savi. **Kuivaksi** luokitellaan alusrakenteet, joissa pengerkorkeus on suurempi kuin mitoitusroudansyvyys  $S$  tai leikkaukset, joissa pohjaveden, orsiveden ja pintaveden pinta on pysyvästi syvemmällä kuin  $S + 0,5$  m tien tasausviivasta. **Märkä**-määritelmän saavat sellaiset paikat, joita ei voida edellisten kohtien mukaan luokitella kuiviksi, mutta vedenpinta on kuitenkin yli 1,2 m syvyydessä. **Veden virtaus sivulta** -määritelmän tilanne saa silloin, kun vettä kulkeutuu tien sivulta siten, että veden lämpömäärä vaikuttaa roudan syvyyteen ja siitä aiheutuu epätasaista routimista. Tällaiset poikkeuksellisen märät kohdat on aina saatettava kuivatuksen avulla vähintään vastaamaan tilannetta "märkä". (Tiehallinto, 2004b)

**Sekalaatuinen** pohjamaa on epätasalaatuista, kun mitoitusroudansyvyyden  $S$  tai louherakenteella syvyyden  $S + 0,5$  m yläpuolella on

- läpimitaltaan yli 0,5 m lohkaraita routivassa pohjamaassa,
- täytettäviä sarkaojia, salaojaputkia, viemäreitä tms.
- kallionpinta, jonka sijainti vaihtelee rakenteen alapinnan ja edellä mainitun rajasyvyyden välillä
- selvästi muista pohjamaasta poikkeavia maakerroksia, jotka voivat olla paremmin vettä johtavia, vettä padottavia, routivia kerroksia routimattomassa maassa tai routimattomia kerroksia routivassa maassa. (Tiehallinto, 2004b)

**Tasalaatuinen** pohjamaa on muu kuin edellä kuvattu sekalaatuinen, kun veden virtausta sivulta ei esiinny. **Pehmeä savi** on savea, jonka leikkauslujuus  $s_u < 40$  kPa. **Jäykkä, kiinteä savi** kuvaa tilannetta, jossa vähintään 1 m paksuudella alusrakenteen pinnassa on savea, jonka leikkauslujuus  $s_u \geq 40$  kPa. (Tiehallinto, 2004b)

Tien pohjamaan ja/tai alusrakenteen kelpoisuusluokat, routaturpoama  $t$  ja kimmoduuli  $E$  kelpoisuusluokittain on esitetty taulukossa 2.1. Kelpoisuusluokka määräytyy rakeisuuskäyrän perusteella. Rakeisuus määritetään pesuseulonnalla ja tarvittaessa areometrikokeella. Luokittelu tehdään huomioiden alusrakenteen ylin, yhden metrin paksuinen kerros, kun pintamaat (humus, multa yms.) on poistettu. Kelpoisuusluokka kuvaa maamateriaalin soveltuvuutta tierakenteeseen, penkereeseen, erilaisiin täyttöihin tai tien alusrakenteeksi. (Tiehallinto, 2004b)

Taulukko 2.1. Alusrakenteen kelpoisuusluokat. (Tiehallinto, 2004b)

Kelpoisuusluokka	Läpäisy-% pesuseulonassa		Routaturpoama t (%)		E -moduuli (MPa)		Informatiivisia tietoja		
	0,063 mm seula	2 mm seula	Kui-va	Mär-kä	Kui-va	Mär-kä	Geo-maalajiluokka	Routivuus	Mahdollinen käyttökohde
S1	alle 7	alle 70	0	0	100	100	Sr, srHk (SrMr, srHkMr)	routimaton	jakava kerros
S2 <sup>1)</sup>	7 – 15	alle 70	0	3	70	50	SrMr, srHkMr	lievästi routiva	penger, stabilointi
S3	16 - 30	alle 70	3	6	50	35	SrMr, srHkMr	routiva	penger kuivana
S4	31 - 50	alle 70	6	12	35	20	siSrMr, sisrHkMr	routiva	penger kuivana
H1	alle 7	yli 70	0	0	70	70	Hk, (HkMr)	routimaton	suodatin
H2 <sup>2)</sup>	7 - 15	yli 70	3	3	50	50	Hk, HkMr	lievästi routiva	suodatin
H3	16 - 30	yli 70	6	12	35	20	Hk, HkMr	routiva	penger kuivana
H4	31 - 50	yli 70	6	12	35	20	siHk, siHkMr	routiva	penger kuivana
U1	yli 50		12	16	20	20	Si, SiMr, kerrall. Sa/Si <sup>3)</sup>	erittäin routiva	maaston muotoilut, läjitys
U2	yli 50			6 <sup>4)</sup>		35	jäykkä Sa <sup>5)</sup>	routiva	
U3	yli 50			6 <sup>4)</sup>		10	pehmeä Sa <sup>5)</sup>	routiva	
U4				6		10	Lj	routiva	

1) Kuuluu luokkaan S1, jos läpäisyprosentti 0,02 mm kohdalla on alle 3.

2) Kelpoisuusluokan H2 hiekka, joka täyttää suodatinkerroksen laatuvaatimukset ja näytteet tutkitaan ohjeen TYLT Kerros- ja pengerrakenteet mukaisesti: E = 70 MPa, t = 0 % (vaikka muuten E olisi pienempi ja t olisi suurempi).

3) Kerrallinen savi/siltti (Sa/Si) on maata, jossa saven joukossa on ainakin paikoin silttikerroksia tai sitäkin karkeampia (vettä johtavia) kerroksia.

4) Saven paikallinen routaturpoama voidaan määrittää myös takaisinlaskennalla lähistön olemassa olevan tien routanousuhavainnoista.

5) Savi (Sa) on jäykkä, kun siipikairalla määritetty leikkauslujuus on vähintään 40 kPa ja pehmeä, kun leikkauslujuus on alle 40 kPa.

Maamateriaalit on ryhmitelty kelpoisuusluokan ja vallitsevien olosuhteiden mukaan alusrakenneluokkiin, joista samaan luokkaan kuuluville materiaaleille voidaan käyttää samoja mitoitusparametreja. Taulukossa 2.2. on esitetty alusrakenneluokat ja niille sovellettavat routaturpoaman t ja kimmomodulin E arvot. Luokan kirjainlyhenteen edetessä oleva pieni u-kirjain tarkoittaa, että alusrakenteen tasalaatuisuutta ei ole tutkittu. Kun tasalaatuisuus tunnetaan, korvataan u-kirjain tasalaatuista edustavalla t-kirjaimella tai sekalaatuista edustavalla s-kirjaimella. Merkintöjä E, F, G, H tai I ei saa käyttää ilman u-, s-, tai t-kirjainta, sillä merkintä voi sekoittaa vanhaan kantavuusluokitukseen. (Tiehallinto, 2004b)

Taulukko 2.2. Alusrakenneluokat. (Tiehallinto, 2004b)

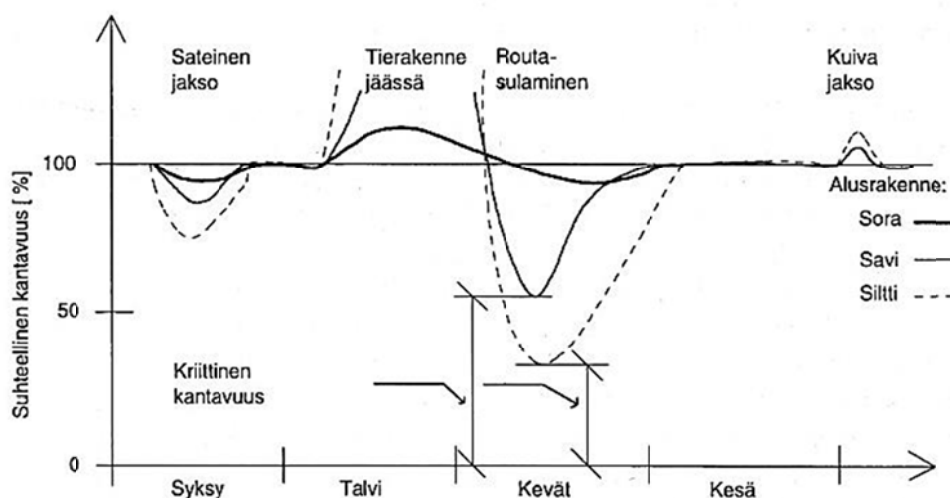
Luokka	A	B	C	D	uE	uF	uG	uH	uI
Moduuli MPa	280	200	100	70	50	35	10	20	20
t-arvo, %	0	0	0	0	3	6	6	12	16
Maalaji tai kelpoisuus luokka ja märkyys	Louhe	Murske	kuS1 mS1	kuS2 kuH1 mH1	mS2 kuS3 kuH2 mH2	mS3 kuH3-4 kuS4 jäySa staSi staSiMr staSa	pehSa Lj	mS4 mH3-4 kuSi kuSiMr  kerrall. kuSa/Si	mSi, mSiMr,  kerrall. mSa/Si

Taulukon merkinnät: **ku** = kuiva, **m** = märkä ja normaali, **sta** = stabiloitu **jäy** = jäykkä ( $s_u \geq 40$  kPa), **peh** = pehmeä ( $s_u < 40$  kPa), **kerrall.** = kerrallinen

Alusrakenneluokakohtaiset kimmomoduulin arvot kertovat paljon maamateriaalin käyttäytymisestä kuormituksen alaisena. Mitä alhaisempi on pohjamaan kimmoduuli, sitä alhaisempi on kantavuus tien pinnalla. Tämä tarkoittaa sitä, että saman kantavuuden saavuttamiseksi heikolla pohjamaalla tierakenteen tulee olla kantavampi. Tierakenteesta saa kantavamman käyttämällä suurempia kerrospaksuuksia tai suuremman kimmomoduulin omaavia kiviainesmateriaaleja rakennekerroksissa.

## 2.4 Ympäristötekijöiden vaikutus kuormituskestävyyteen

Tierakenteeseen vaikuttaa useita eri ympäristötekijöitä, joita ovat kosteus ja vesi tierakenteessa ja tien pinnalla, lämpötilanvaihtelut, auringon säteily, routaantuminen ja roudan sulaminen. Näistä erityisesti tien kuormituskestävyyden kannalta vakavia riskejä ovat kosteus, vesi ja roudan sulaminen. Ympäristötekijöiden vaikutusta tierakenteen ominaisuuksiin havainnollistaa kuva 2.3., jossa esitetään vuodenaikojen vaikutus kantavuuden vaihteluun erilaisilla alusrakenteilla.



Kuva 2.3. Kantavuuden vuodenaikainen vaihtelu erilaisilla alusrakenteilla. (Ehrola, 1996)

Vettä pääsee tierakenteeseen useita eri reittejä pitkin. Pohjavesi voi nousta tierakenteeseen kapillaarisesti silloin, kun pohjamaa tai pengermateriaali on hienoaainespitoista ja näin ollen mahdollistaa kapillaarisen veden nousun. Vettä imeytyy tierakenteeseen myös suoraan sivuojista, erityisesti silloin, kun tien kuivatus on puutteellista ja vesi seisoo ojissa. Lisäksi vettä imeytyy suoraan tien sorapientareesta ja reunaluiskista sekä eri syiden vuoksi tien pintaan muodostuneista halkeamista. (Tiehallinto, 2002b)

Routimisen edellytykset ovat routaantuminen eli rakenteen jäätyminen, saatavilla oleva vesi ja routiva aines. Routaantumisen tarkoitetaan maa-aineksen jäätymistä ja routimisella haitallista routanousua, joka tapahtuu, kun routiva aines routaantuu. Tiealueilla routimista alkaa tyypillisesti tapahtua talven loppupuolella, kun routaraja saavuttaa routivan alusrakenteen. (Ehrola, 1996)

Routavaurioiden lisäksi vedellä on keskeinen merkitys tien pysyvien muodonmuutosten syntymisessä. Kun tierakenne kyllästyy vedellä, sen kantavuus heikkenee ja raskaan kuormituksen alaisena rakenne painuu siten, että se ei enää palaudu. Pysyvien muodonmuutosten syntymistä edesauttavat tiehen kohdistuvat dynaamiset kuormat, joita tien epätasaisuus lisää. Lisäksi alusrakenteen ja päällysrakenteen suuri vesipitoisuus mahdollistaa hienon maa-aineksen pumppautumisen alusrakenteesta päällysrakenteeseen. Hienoainekseen päätyminen rakennekerrokseen heikentää niiden ominaisuuksia ja tekee niistä entistä herkempiä vedelle. (Tiehallinto, 2002b) Vedellä kylästyneen tierakenteen penkereet ovat alttiita sortumaan ja erityisesti jyrkkien luiskien kohdalla reunapainumat ovat todennäköisiä.

Karkeissa kitkamaalajeissa, kuten tien rakennekerrosmateriaaleissa, leikkauslujuus riippuu käytännössä tehokkaasta normaalijännityksestä ja kitkakulmasta. Kitkakulma määräytyy maalajin tiiveyden, rakeisuuden ja raemuodon perusteella. Vesipitoisuuden muutos vaikuttaa näistä ainoastaan tiiveyteen. Kitkamaan vesipitoisuuden kasvaessa maan tiiviys yleensä pienenee, mikä johtaa leikkauslujuuden pienentymiseen. Pienen vesipitoisuuden aikaansaama tilavuuden kasvu on kuitenkin hyvin vähäistä ja näin ollen vaikutus leikkauslujuuteen on hyvin pieni. Vaikutus kitkakulmaankin on hyvin vähäinen. Vedellä kyllästetyn kitkamaan sisäinen kitkakulma on vain 1–2° pienempi kuin samanlaisen, täysin kuivan maan kitkakulma. (Ehrola, 1996)

Karkeisiin hyvin vettäläpäiseviin kitkamaalajeihin ei synny kuormitettaessa tehokasta normaalijännitystä alentavaa huokosvedenpainetta vesipitoisuuden ollessa kohtuullinen, selvästi alle kyllästysrajan kuten tien rakennekerroksissa yleensä. Vedellä kyllästetyssä kitkamassa sen sijaan huokosvedenpaine saattaa nousta nopeassa kuormituksessa merkittävän suureksi, jolloin tehokas jännitys ja samalla leikkauslujuus pienenevät oleellisesti. Liikennekuormitus saattaa myös aiheuttaa vedellä kyllästyneeseen tierakenteeseen paineaallon, joka huonontaa merkittävästi kantavan ja jakavan kerroksen kykyä vastaanottaa ja siirtää kuormia. Tällöin päällysrakenteen taipumat suurenevät ja alusrakenteeseen muodostuu odotettua suurempia jännityksiä ja muodonmuutoksia, mikä johtaa ennenaikaiseen vaurioitumiseen. (Ehrola, 1996)

Hienorakeisten koheesiomaalajien leikkauslujuus on voimakkaasti riippuvainen maan vesipitoisuudesta. Leikkauslujuuteen vaikuttava tehokas koheesio syntyy rakeiden välisistä pintavoimista. Vesikerrokset rakeiden ympärillä kasvavat sitä paksummiksi, mitä enemmän maassa on vettä. Samalla vesikerrokseen vaikuttavat pintavoimat pienenevät ja maahiukkaset tulevat vapaammin liikkuviksi, eli koheesio pienenee. Hienorakeisissa maalajeissa vesipitoisuus on tien alusrakenteessa usein lähellä kyllästys-

rajaa ja ne ovat huonosti vettä läpäiseviä. Tällaisiin maakerroksiin kehittyä kuormitettaessa merkittävän suuria huokosvedenpaineita, jotka purkautuvat hitaasti. Tästä on seurauksena tehokkaan jännityksen pienentyminen. Tehokas jännitys vaikuttaa suoraan niin maan leikkauslujuuteen kuin muodonmuutos- ja kimmo-ominaisuuksiinkin. Näin ollen voidaan todeta kaikkien tierakenteen mitoitusvaikutustavien ominaisuuksien olevan riippuvaisia maan vesipitoisuudesta. (Ehrola, 1996)

Jämsän tutkimukset todistavat vesipitoisuuden vaikuttavan pohjamaan kimmomoduuliin merkittävästi. Nimenomaan hienorakeisten maalajien, saven ja siltin, E-moduulien arvot ovat selvästi riippuvaisia maalajien vesipitoisuudesta. Kuivina ne voivat saavuttaa suuriakin kimmomoduulin arvoja. Jämsän tutkimuksissa silttien E-moduulit olivat yli 60 MPa vesipitoisuuden ollessa alle 15 % ja alle 40 MPa vesipitoisuuden ollessa yli 25 %. Kuivilla savilla lujuudet olivat yhtä suuria, mutta noin 40 % vesipitoisuuksilla E-moduulit saivat vain noin 10 MPa arvoja. Luonnollisissa olosuhteissa vesipitoisuudet ovat tyypillisesti melko suuria, joten kantavuudet ovat heikkoja, pahimmillaan vain murto-osan verrattuna kuivaan maa-ainekseen. (Jämsä, 1985) Tästä voidaan päätellä, että alusrakenteen muodonmuutosten välttämiseksi olisi ehdottoman tärkeää huolehtia kuivatuksesta. Kun estetään veden makaaminen ojissa, ei vesi pääse imeytymään niin tehokkaasti tierakenteeseen, pengertäytteen tai alusrakenteeseen aiheuttamaan ongelmia.

Roudan sulaminen aiheuttaa kahden tyyppisiä ongelmia tierakenteelle. Erityisesti lähellä tien pintaa ongelma on se, että routaantunut materiaali tarvitsee suuremman tilavuuden kuin sula materiaali. Sulamisen yhteydessä tapahtuu rakennekerrosten ja toki myös pohjamaan löyhtymistä, jolloin tierakenne on altis erityisesti seuraavassa luvussa esitellyn tyyppin o urautumisen muodostumiselle. Syvemmällä tierakenteessa ja alusrakenteessa ongelmaksi sen sijaan muodostuu kevään kelirikon sulaessa routalinsseissä jään muodossa olleen veden nesteytyminen. Tällöin kiviainesmateriaalin vesipitoisuus nousee muutaman viikon ajaksi liian suureksi ja aiheuttaa kantavuuden heikentymistä. (Roadex E-Learning, 2016)

## 2.5 Tierakenteen vaurioitumismekanismit

Tierakenteen vaurioitumismekanismeja on useita, ja niiden lopputulos näkyy osin erilaisina ja osin samanlaisina vaurioina tiessä. Vauriot voivat muodostua seurauksena muun muassa liian suuresta kuormituksesta tierakenteen tai pohjamaan kantokykyyn nähden, rakenteen tiivistymisestä, plastisista muodonmuutoksista, nastarengaskulutuksesta, epätasaisesta routimisesta, routanoususta yleisesti, kosteudesta tierakenteessa, puutteellisesta kuivatuksesta tai rakennusvirheistä. Kaikilla vaurioilla ei ole mitään tekemistä suuren pystykuormituksen kanssa, mutta yleisimmät vauriotyypit on silti syytä tuntea, jotta erotetaan painavien tiekuljetusten suhteen merkitykselliset vauriot.

Tässä luvussa käsitellään yleisimmät tien vauriot Suomen oloissa ja niiden muodostumiseen johtavat syyt. Tyypillisiä vauriotyyppejä ovat pituussuuntainen epätasaisuus, poikkisuuntainen epätasaisuus, routahalkeamat, verkkohalkeamat, reunadeformaatiot ja päällysteen hajoamisvauriot.

Pituussuuntainen epätasaisuus voi johtua useasta tekijästä. Suomen olosuhteissa tätä aiheuttaa alemmalla tieverkolla useimmiten epätasaiset routanousut, mutta muutoin näiden muodostuminen on useimmiten yhteydessä liikennekuormitukseen ja

tierakenteen omaan painoon. Pituussuuntainen epätasaisuus ilmenee erilaisina heitoina ja painaumuina. Painumat johtuvat alusrakenteen kokoonpuristumisesta, mitä esiintyy pääasiassa heikoilla alusrakennemateriaaleilla, savella ja turpeella. Liikennekuormitus edesauttaa pituussuuntaisten epätasaisuuksien muodostumista erityisesti silloin, kun jo esiintyy muista syistä johtuvaa pituussuuntaista epätasaisuutta. (Tiehallinto, 2002b)

Suomessa routiminen on useimmissa tapauksissa tärkein pituussuuntaisten epätasaisuuksien syntymiseen johtava tekijä (Ehrola, 1996). Routanousujen epätasaisuus on yleensä sitä suurempaa, mitä suurempia routanousut ovat. Näin ollen routanousujen lisääntyessä riski suurten pituussuuntaisten epätasaisuuksien esiintymiselle kasvaa merkittävästi. Pituussuuntaista epätasaisuutta aiheutuu myös muun muassa alusrakennemateriaalien ja olosuhteiden vaihteluista, tierakenteen epäjatkuvuuskohdista kuten rummuista ja esimerkiksi vanhoista risteävistä teistä sekä päällysrakenteen epähomogeenisuudesta. Päällysrakenteen epähomogeenisuutta voi olla esimerkiksi rakennepaksuuksien erot, materiaalin vaihtelut tai epätasainen tiivistys. (Tiehallinto, 2002b) Raskaiden erikoiskuljetusten ei voida nähdä varsinaisesti aiheuttavan pituussuuntaista epätasaisuutta vanhalle tiepenkereelle, mutta sen jo esiintyessä kuljetukset voivat lisätä näitä vaurioita. Pituussuuntainen epätasaisuus aiheuttaa myös ylimääräistä rasitusta kuljetuskalustolle.

Tien poikkisuuntaisella epätasaisuudella tarkoitetaan tien urautumista tai kapeille teille harjanteen muodostumista ajourien väliin. Tien urautuminen voi johtua päällysteen vaurioista tai sitomattomien rakennekerrosten tai alusrakenteen muodonmuutoksista. (Tiehallinto, 2002b) Urautuminen voidaan jakaa neljään eri tyyppiin, jotka esitellään lyhyesti seuraavissa kappaleissa (Roadex E-Learning, 2016).

Tyyppin 0 urautuminen johtuu materiaalien tiivistymisestä tierakenteessa. Rakentamisen jälkeen tapahtuu käytännössä aina jonkinasteista tiivistymistä, vedellä kyllästyminen tosin voi aiheuttaa tätä lisää. Huolellinen tiivistäminen ennen tien avaamista liikenteelle on yleensä riittävä keino estää jälkeensä tapahtuva haitallinen lisätiivistyminen. Urautumistyyppi 0 usein tasaantuu itsestään ja lisää materiaalin kantavuutta. Tällöin kuormitus leviää laajemmalle, pohjamaahan kohdistuu vähemmän rasitusta ja siten urautumisen todennäköisyys pohjamaassa pienenee. (Roadex E-Learning, 2016)

Tyyppin 1 urautumista tapahtuu kun renkaan alla tai välittömässä läheisyydessä tapahtuu heikkolaatuisissa sitomattomissa materiaaleissa plastista leikkautumista. Tämä aiheuttaa tien pinnan kohoamista ajouran ympärillä ja löyhdyttää materiaalia. Tämän tyyppin urautuminen on tyypillisesti seurausta tien yläosassa olevan sitomattoman kiviaineksen, useimmiten kantavan kerroksen, riittämättömästä leikkauslujuudesta. Tyypillistä tyyppin 1 urautumiselle on palteen nousu rengasuran viereen. (Roadex E-Learning, 2016) Poikkeuksellisen raskaissa kuljetuksissa piilee riski tämän urautumistyyppin muodostumiselle. Riski näiden muodostumiselle on suurimmillaan, kun akselipainot ovat suuret tavanomaisella neljällä renkaalla varustetulla akselilla. Kaikkein raskaimmilla kuljetuksilla riskiä voidaan vähentää käyttämällä kalustoa, jossa akselilla on neljän sijasta kahdeksan rengasta.



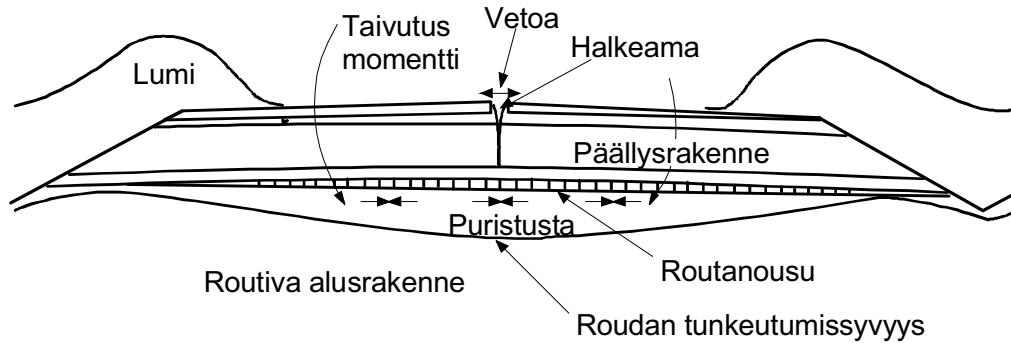


Kuva 2.4. Vaikeita tyypin 1 urautumisongelmia kevään kelirikon aikana norjalaisella päällystetyllä tiellä. (Roadex E-Learning, 2016)

Seuraava urautumistyyppiä, tyyppiä 2, esiintyy silloin, kun tierakenteen sitomaton kiviainesmateriaali on hyvänlaatuista ja tierakenne urautuu kokonaisuudessaan. Tien rakennekerrokset mukailevat pohjamaan muodonmuutoksia, eikä rakenteiden paksuus muutu. Tyypin 2 urautumisessa muodonmuutokset tapahtuvat tierakenteen ja pohjamaan rajapinnassa, mikä johtuu pohjamaassa tapahtuvista siirtymistä. Niiden johdosta tien pinnalle muodostuu leveä ura, ja kauempana ajourasta pinta nousee hieman. Tyypin 2 urat ovat leveämpiä kuin urautumistyyppille 1 ominaiset urat. Alueilla, joissa esiintyy routaa ja kelirikko-ongelmia, urautumistyyppi voi vaihtua tyypistä 1 urautumistyyppiin 2. Tämä voi tapahtua keväällä, kun pohjamaa pehmenee muutamaksi viikoksi jäälinsien sulamisesta vapautuvan veden vuoksi. (Roadex E-Learning, 2016) Erikoiskuljetusten aiheuttama välitön tyypin 2 urautumisen riski on vähäisempi kuin tyypin 1, sillä pohjamaan painumien muodostuminen vaatii pidemmän kuormitusajan. Tämän vuoksi tyypin 2 urautumisen kannalta jatkuva liikennekuormitus on pahempi. Toisaalta useat peräkkäin ajavat raskaat erikoiskuljetukset voivat pahentaa tätä urautumistyyppiä.

Tyypin 3 urautuminen, toiselta nimeltään päällysteen kuluminen johtuu Suomessa lähinnä nastarenkaiden aiheuttamasta kulumisesta. Tämän tyypin urautumista esiintyy harvoin vähäliikenteisillä teillä ja se alkaa muodostua ongelmaksi vasta kun liikennemäärä on (KVL) yli 3000 ajoneuvoa vuorokaudessa. Tyypin 3 urautumisen tunnistaa siitä, että urat ovat terävämuotoiset ja urien pohjien välimatka on sama kuin henkilöauton raideleveys. Jos etäisyys on leveämpi ja vastaa kuorma-auton raideleveyttä, kyseessä on tyypin 1 tai 2 urautuminen. (Roadex E-Learning, 2016) Tähän urautumistyyppiin erikoiskuljetuksilla ei ole vaikutusta.

Pituussuuntaisen epätasaisuuden lisäksi toinen routimisen aiheuttama merkittävä vauriotyyppi tierakenteessa on routahalkeamat. Ne voivat olla pituussuuntaisia halkeamia tai tien suuntaan nähden vinosti, poikkisuuntaisesti tai muuten epämääräisesti sijoittuvia ajokaistahalkeamia. Routahalkeamat ilmenevät kuvan 2.5 mukaisesti päällysteen halkeiluna, mutta usein ne ulottuvat syvälle tierakenteeseen. (Tiehallinto, 2002b)



Kuva 2.5. Routahalkeaman muodostumismekanismi. (Tiehallinto, 2002b)

Routahalkeamat syntyvät, kun routanousut saavat aikaan vetojännityksiä päällysrakenteen yläosassa. Tavanomaisesti Suomessa talven aikana tien reunoille kertyy lunta lämmöneristeenä toimiviksi kinoksiksi, jolloin lumen peittämällä tien reuna-alueilla roudansyvyys on huomattavasti pienempi kuin tien keskikohdassa. Tien keskiosalla routa ulottuu syvemmälle routivaan pohjamaahan tai pengertäytteeseen, mikä aiheuttaa päällysrakenteen taipumista. Tierakennemateriaalit eivät kestä muodostuvia vetojännityksiä ja tierakenne halkeaa. (Tiehallinto, 2002b) Tämän vaurion muodostumiseen raskailla erikoiskuljetuksilla ei ole vaikutusta, mutta vauriotyyppin esiintyminen kertoo tierakenteen olevan kohtuullisen ohut. Lisäksi se paljastaa pohjamaan tyyppin olevan voimakkaasti routivaa, eli todennäköisimmin silttiä tai voimakkaasti routivaa moreenia. Vaikka savet ovatkin voimakkaasti kapillaarisia, ne eivät heikosta vedenläpäisevyydestään johtuen mahdollista yhtä suurta routalinssien muodostumista kuin edellä mainitut maalajit.

Verkkohalkeamat ovat vaurio, joka on liikennekuormituksen aiheuttaman väsymisprosessin tulos. Jokaisella ylityskerralla tietä kuormittava ajoneuvon rengas aiheuttaa päällysteessä pienen taipumisen. Taipuminen aiheuttaa päällysteen alapintaan vetojännityksiä ja yläpintaan puristusjännityksiä, jotka riittävän monta kertaa toistuttuaan vaurioittavat sidottua kerrosta. Vetojännityksiä muodostuu sekä tien pituus- että poikkisuuntaan. Poikkisuuntaan rasitus jatkuu vetona pidempään kuin pituussuuntaan, joten halkeamat ilmenevät tyypillisesti aluksi pituussuuntaisina. (Ehrola, 1996)

Ohutpäällysteisillä teillä (päällysteen paksuus < 80 mm) verkkohalkeamat muodostuvat eri tavalla kuin paksuilla päällysteillä edellä kuvailtiin (Ehrola, 1996). Ohutpäällysteisillä tierakenteilla kantavan kerroksen materiaalin ollessa heikkolaatuista tyyppin 1 urautuminen aiheuttaa usein suuria muodonmuutoksia (Roadex E-Learning, 2016). Tällöin päällysteen siirtymiensietokyky voi ylittyä ja päällysteeseen muodostuu ajouran keskelle pituushalkeama, joka laajenee toistuvan kuormituksen vaikutuksesta verkkohalkeamiksi. (Ehrola, 1996) Verkkohalkeamien runsas esiintyminen suunnitellulla raskaan erikoiskuljetuksen kulkureitillä voivat kieliä heikkolaatuista tien pintakerroksista. Tämä taas lisää korjausta vaativien vaurioiden muodostumisen riskiä.

Päällysteen hajoamisvaurioita ovat saumahalkeamat, reikiintyminen tai päällysteen purkautuminen. Useat muutkin vauriot tierakenteessa ilmenevät päällysteen halkeamina, mutta johtuvat aivan muista syistä. Kaikki päällysteen vauriot eivät kuitenkaan indikoi muista tierakenteen ongelmista, vaan johtuvat päällysteen ominaisuuksista, vanhenemisesta tai työvirheistä päällystystyössä. (Tiehallinto, 2002a) Päällysteen purkautuminen tarkoittaa kiviaineksen irtoamista päällysteestä ja se johtaa ajan myötä kuoppien muodostumiseen. Loivat purkaumat eivät ole liikenteelle haitallisia, mutta ne laajenevat nopeasti. Reiät ovat jyrkkäreunaisia, pitkälle kehittyneitä purkauksia, joita esiintyy usein runsaasti lähellä toisiaan. Purkautuminen voi johtua erilaisista virheistä työvaiheessa tai massan valinnassa, mutta toisaalta myös heikoista kuivatusolosuhteista. (Tiehallinto, 2009a) Monet purkautumiseen johtavista tekijöistä aiheuttavat myös muita tierakenteen vaurioita, joten purkauksia voidaan pitää hienoisena hälytysmerkkinä. Raskaita erikoiskuljetuksia silmällä pitäen nämä voivat olla tien pintarakenteen vaurioitumisherkkyiden kannalta riskikohteita.

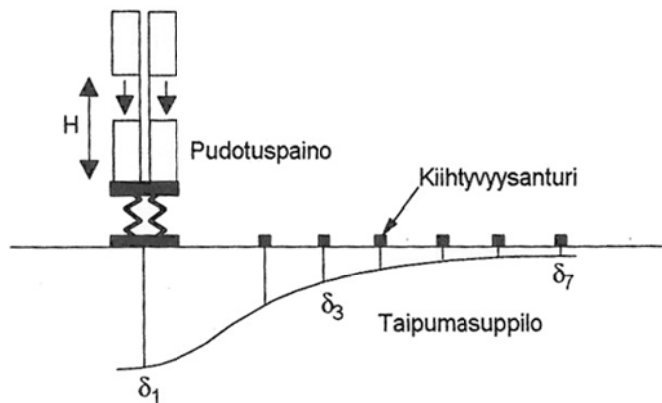
Tierakenteen vaurioitumismekanismit tuntemalla suunnittelija voi havaita erityyppisiä tieverkolla näkyviä vaurioita ja tehdä niiden perusteella alustavia johtopäätöksiä muun muassa alusrakenteen ominaisuuksista ja tien pintarakenteiden kunnosta. Näistä ei voida tehdä kovin pitkälle meneviä tulkintoja, mutta ne auttavat alustavassa suunnitteluvaiheessa potentiaalisten riskikohteiden kartoittamisessa ja mahdollisten lisätutkimusten ohjelmoinnissa.

## 2.6 Kuormituskestävyys- ja kantavuusmittausmenetelmät

Tässä luvussa käsitellään yleisimmin käytettyjä kantavuusmittaus- ja koekuormitusmenetelmiä, jotka voivat soveltua käytettäväksi poikkeuksellisen painavien tiekuljetusten geoteknisten tarkastelujen apuna. Näitä menetelmiä ovat perinteiset pudotuspainolaitemittaukset, levykuormituskokeet ja edellisiä uudempaa tekniikkaa edustava maatutkaluotaus.

### 2.6.1 Pudotuspainolaitemittaukset

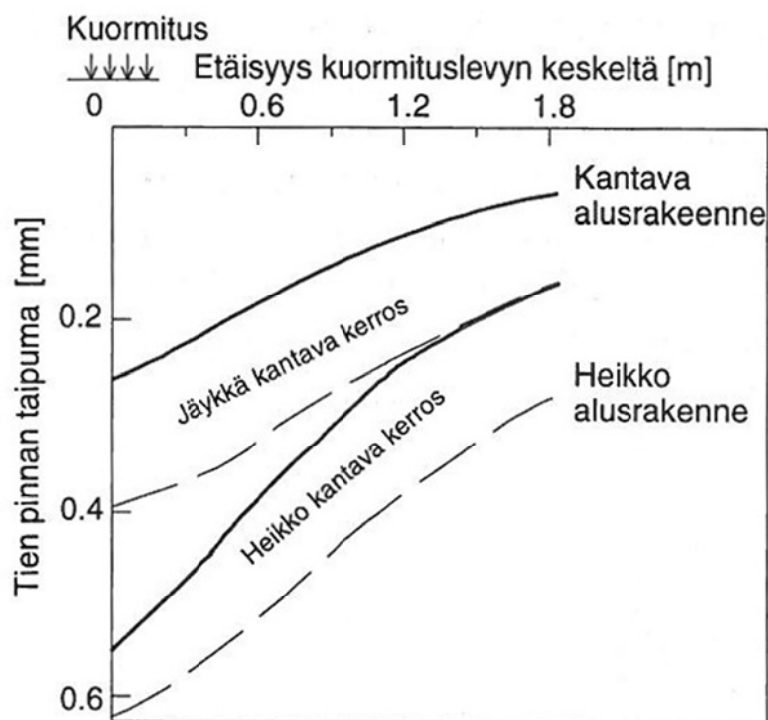
Pudotuspainolaitemittaus on kantavuuden ja kuormituskestävyyden arviointiin käytetty menetelmä. Menetelmässä mitataan dynaamisessa kuormitustavassa kuormituslevyn keskikohdassa tapahtuvaa maksimipainumaa sekä sen lisäksi painumat eri etäisyydellä kuormituslevystä. Pudotuspainolaitemittaus on melko hidas, mutta käytetyin tierakenteen taipumamittausmenetelmä (Roadex E-Learning, 2016). Tulosten perusteella voidaan määrittää minkä muotoisen taipumakuvion (taipumasuppilon) kuormitus aiheutti rakenteen pintaan. Kuvassa 2.6. on esitetty pudotuspainolaitteen periaatteellinen toiminta ja taipumasuppilon tyypillinen mittaus. (Ehrola, 1996)



Kuva 2.6. Pudotuspainolaitteen periaatteellinen toiminta ja taipumasuppilon tyyppillinen mittaus. (Ehrola, 1996)

Pudotuspainolaitteen kuormitustilanne on suunniteltu sellaiseksi, että pudotuspainon kuormituspulssi vastaisi normaalilla maantienopeudella liikkuvan kuorma-auton kuormitusaikaa ja kuorman suuruutta. Kuormitusyksikön pudotusmassa pudotetaan vapaasti kumivaimentimille, joiden välityksellä kuormitus siirtyy kuormituslevyn kautta rakenteeseen 0,02-0,03 s aikana. Kuormituslevy on yhtenäinen tai muutamasta sektorinpalasta koostuva halkaisijaltaan 300 mm ympyrälevy. Pudotuspainolaitteen kuormituksen suuruus voidaan saada vastaamaan haluttua pyöräkuorman painoa muuttamalla pudotuskuorman korkeutta tai massaa. (Ehrola, 1996)

Taipumasuppilon mittaaminen mahdollistaa tierakenteen eri syvyyksillä olevien aineiden ominaisuuksien vertailun. Kuvassa 2.7. esitetään, kuinka taipumasuppilon muodosta voidaan päätellä tierakenteen muodonmuutosominaisuuksia. Kuormituslevyn läheisyydessä taipumasuppilon muoto kuvastaa päällysrakenteen yläosan muodonmuutoksia ja kauempana kuormituslevystä taipumat kertovat alusrakenteen laadusta. Jäykällä kantavalla kerroksella taipumasuppilo on muodoltaan laakea ja kuormituslevyn alla taipuma on vähäinen. Heikko kantava kerros sen sijaan johtaa kuormituslevyn läheisyydessä jyrkästi laskevaan taipumasuppilon muotoon ja suureen kokonaistaipumaan. (Ehrola, 1996)



Kuva 2.7. Muodonmuutosominaisuudet taipumasuppilon perusteella. (Ehrola, 1996)

Alusrakenteen laadusta voi taipumasuppilon perusteella tehdä päätelmiä tarkkailemalla taipumaa kauempana kuormituslevystä. Heikolla alusrakenteella uloimman taipumamittauksen arvo on suuri, jolloin taipuman arvot ovat melko suuria koko taipumasuppilon alueella. Toisaalta kantavalla alusrakenteella kauimmaisen taipumamittauksen arvo on pieni ja samalla koko taipumasuppilon alueella taipumat jäävät pieniksi. Alusrakenteen laadulla ei näin ollen ole merkittävästi vaikutusta taipumasuppilon muotoon, vaan alusrakenteen kantavuuden erot aiheuttavat yhdensuuntaissiirtymän taipuman suunnassa. (Ehrola, 1996)

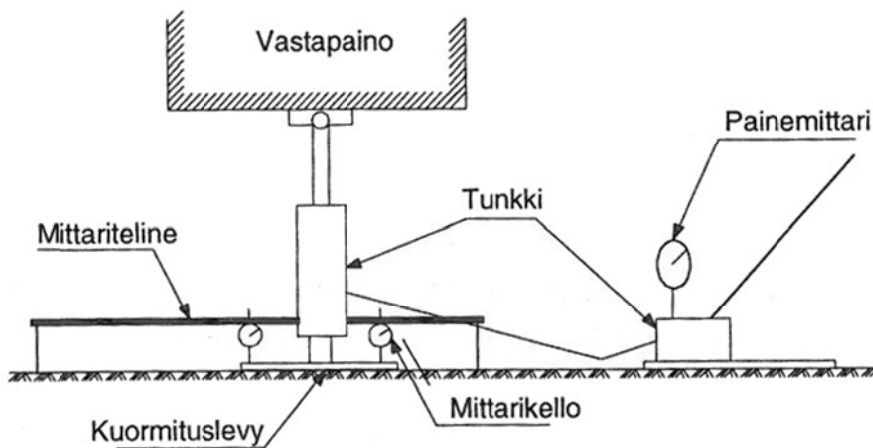
Tien rakennekerrosten ja alusrakenteen palautuvan muodonmuutoksen moduulit voidaan määrittää taipumasuppilon avulla ns. takaisinlaskentamenettelyllä. Laskenta aloitetaan määrittämällä alusrakennemateriaalin muodonmuutosmoduulin arvo kuormituslevystä kauimpana olevien taipumamittausanturien tulosten perusteella kokemusperäisten kaavojen mukaisesti. (Ehrola, 1996) Kun pohjamaan moduuliarvo on selvillä ja tiedetään tien rakennekerrosten paksuudet, tien pinnan kantavuus voidaan laskea käyttäen Boussinesq-Odemarkin yhtälöä (Roadex E-Learning, 2016). Tien rakennekerrosten paksuudet voidaan rakennetta rikkomatta selvittää alkuperäisistä suunnitelmista tai luotettavammin todellista nykyhetkeä vastaavasti myöhemmin tässä luvussa esitellyn maatulkuutuksen avulla.

Pudotuspainolaitemittauksia tehdään nykyisin paljon raskaiden erikoiskuljetusten geoteknisten tarkastelujen tueksi. Mittausten tuloksista ei voida juurikaan päätellä pohjamaan ominaisuuksia sillä tarkkuudella, että niitä voisi hyödyntää stabiliteettilaskennassa. Tuloksia voidaan kuitenkin hyödyntää yhdessä muiden tietojen kanssa, kun paikallistetaan vaarallisimpia pehmeikköjä ja ohjelmoidaan mahdollisia pohjatutkimuksia. Mikäli kantavuusmittauksen tulos on alhainen ja mittauksen taipuman arvot ovat suuria kaukana kuormituslevystä, voidaan pohjamaan todeta olevan heikkolaatuista.

### 2.6.2 Levykuormituskoe

Levykuormituskoe on hyvin perinteinen tie- ja maarakenteiden muodonmuutos- ja tiiviysominaisuuksien in situ -mittausmenetelmä. Laite on ollut pitkään laajasti käytössä Pohjoismaiden lisäksi monissa muissakin Euroopan maissa ja Yhdysvalloissa. Kokemusta levykuormituskokeen käytöstä on runsaasti ja sen etuna on siihen liittyvä laaja kokemuspäinen tietous mittaustulosten ja rakenteiden käyttäytymisen välisistä yhteyksistä. (Ehrola, 1996)

Levykuormituslaitteistolla mitataan rakenteen pinnan painumaa yleensä halkaisijaltaan 300 mm kokoisen suhteellisen jäykän metallilevyn alla. Levyä kuormitetaan tunkein staattisella voimalla, jonka vastapaino saadaan esimerkiksi kuorma-autosta tai kaivinkoneesta kuormituspaikalla. Kuvassa 2.8. esitetään levykuormituslaitteisto ja sen periaatteellinen toiminta. (Ehrola, 1996)



Kuva 2.8. Levykuormituskoelaitteiston periaatteellinen toiminta. (Ehrola, 1996)

Kokeessa kuormitus nostetaan maksimikuormaan 60 kN portaittain lisäämällä 10 kN kerrallaan. Kuormitus tehdään kahtena syklinä ja muodonmuutosmoduuli ( $E_2$ ) määritetään toistokuormitusvaiheen kuormitus-muodonmuutosriippuvuuden perusteella. Määrittäminen voidaan tehdä joko riippuvuuden lineaarisen osan mukaisesti tai sekanttimoduulina alkutilanteesta maksimikuormitukseen. (Ehrola, 1996)

Tierakenteille levykuormituskokeita samoin kuin pudotuspainolaitetekokeissa, tuloksiin vaikuttaa tierakenteen lisäksi alusrakenteenkin ominaisuudet. Näin ollen levykuormituskokeella määritetty muodonmuutosmoduuli ei edusta minkään rakennekerros materiaalin käyttäytymistä erikseen. Kokeella saadaan ainoastaan tierakenteen ylimpien kerrosten (n. 0,5–0,8 m) kokonaiskäyttäytymistä kuvaava näennäinen muodonmuutosmoduuli. (Ehrola, 1996) Näin ollen levykuormituskokeilla ei voida erityisen tehokkaasti kartoittaa alusrakenteen ominaisuuksia ja siten havaita raskaiden tiekuljetusten kannalta stabiiliteetin osalta ongelmallisia alueita.

Muodonmuutosmoduulin laskeminen perustuu Boussinesq'n esittämään ympyränmuotoisen kuormitetun levyn keskipisteen painuman laskentamalliin, joka on E ratkaistuna muotoa

$$E = r(1 - \nu^2) * \frac{p*a}{s} = k * \frac{p*a}{s} \quad (2.1)$$

jossa

s = painuma, mm

r = kerroin, jonka arvo on  $\pi/2$ , jos levyn oletetaan olevan jäykkä ja 2, jos levyn oletetaan olevan taipuisa

$\nu$  = Poisson-luku

p = kosketuspaine, kN/m<sup>2</sup>

a = kuormituslevyn säde, m

E = kimmomoduuli, MPa

Kertoimen k arvo riippuu kuormituslevyn jäykkyydestä ja kuormituksen kohteena olevan rakenteen materiaalin Poisson-luvusta, joka vaihtelee tien rakennemateriaaleilla normaalisti välillä 0,3-0,5. Näin ollen kertoimen k arvot vaihtelevat 1,2 ja 1,8 välillä, joiden keskiarvoa 1,5 käytetään käytännön mittauksissa. (Ehrola, 1996)

Alusrakenteen muodonmuutosmoduuleja voidaan tutkia levykuormituskokeella siten, että kuormitetaan päällysrakenteen alle alusrakenteen pintaan upotettua levyä. Näin menettelemällä eliminoidaan tien rakennekerrosten suora vaikutus mittaustulokseen ja lisäksi saavutetaan in situ -mittauksen etu, eli kuormitustilanteessa vallitsee todellinen jännitystilä ja olosuhteet. (Ehrola, 1996)

Mikäli levykuormituskokeella halutaan selvittää eri rakennekerrosmateriaalien muodonmuutosmoduulin arvoja, on kuormitukset tehtävä tarkasteltavan kerroksen päältä ja alta. Näiden mittausten avulla voidaan tutkitun kerroksen materiaalin muodonmuutosmoduuli määrittää Odemarkin kimmoteoriaan perustuvan yhtälön avulla. Tämän yhtälön mukaan rakennekerroksen muodonmuutosmoduuli on funktio levykuormituskokeen arvoista ja tutkittavan rakennekerroksen paksuudesta. (Ehrola, 1996)

Edellä kuvattujen käytännön ongelmien lisäksi levykuormituskokeen heikkoutena voidaan nähdä laitteen staattinen luonne. Kuormitustapahtuma vastaa liikenteen kuormitusta huonosti. Toinen heikkous on se, että painumassa on aina mukana enemmän tai vähemmän myös pysyvää muodonmuutosta, vaikka kuormitus toistetaan kahdesti. Kolmas heikkous on aikaa vievä mittaustapahtuma. (Ehrola, 1996)

Levykuormituskokeen etu on siihen liittyvä laaja kokemuseräinen tietous mittaustulosten ja rakenteiden käyttäytymisen välisistä yhteyksistä. Lisäksi kuormituksen suuruudesta johtuen levykuormituskokeen tulokset vastaavat materiaalien muodonmuutuskäyttäytymistä suuruusluokaltaan oikealla jännitystasolla. (Ehrola, 1996)

### 2.6.3 Maatutkaluotaus

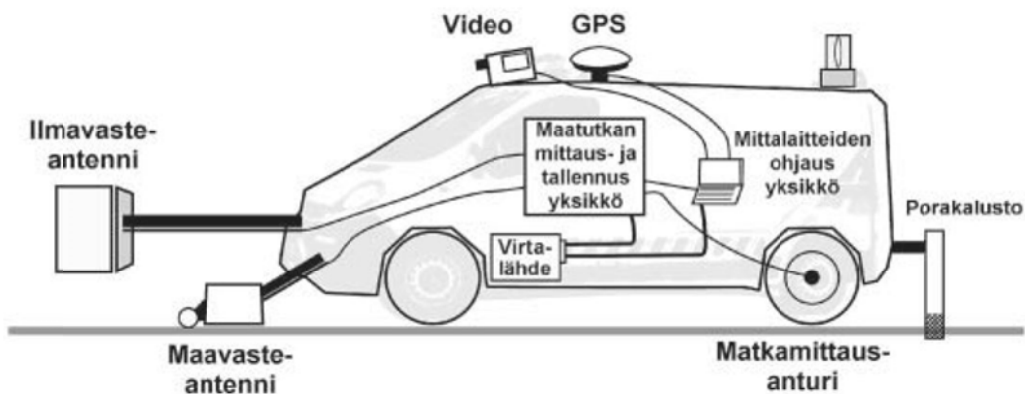
Suomessa maatutkaluotaustekniikan tiesovelluksissa on oltu edelläkävijöitä jo vuosikymmenien ajan. Menetelmää on käytetty tietutkimuksissa jo 1980-luvun puolivälistä lähtien ja se on yleistynyt niin, että jo vuonna 2004 lähes kaikki Tiehallinnon rakenteenparantamiskohteet tutkittiin maatutkamenetelmällä. Maatutkaluotausta käytetään ensisijaisesti tien rakennekerrosten paksuuden ja suuntaa antavien ominaisuuksien määrittämiseen jatkuvana tielinjalla. (Tiehallinto, 2004a)

Maatutkaluotaus perustuu radiotaajuuksien sähkömagneettisten aaltojen käyttöön taajuusalueella 10..3000 MHz. Näillä taajuuksilla sähkömagneettinen aalto etenee aaltolina sähköisesti eristeisessä väliaineessa. Vaikuttavat fysikaaliset parametrit ovat väliaineen sähkönjohtavuus, dielektrisyys ja magneettinen susceptibiliteetti, joista viimeisimmällä ei ole Suomen maaperäolosuhteissa käytännön merkitystä maatutkasignaalin etenemisen suhteen. (Tiehallinto, 2004a)

Väliaineen sähkönjohtokyky kuvaa vapaiden varausten liikkumista väliaineessa. Ulkoinen sähkökenttä aiheuttaa varausten siirtymistä paikasta toiseen. Maatutkasignaalin vaimennus on sitä suurempaa, mitä suurempi on materiaalin sähkönjohtavuus, eli mitä enemmän on vapaita varauksia, ioneja ja elektroneja. Dielektriivisyysarvo taas kuvaa aineen kykyä varautua eli polarisoitua ulkoisen sähkökentän vaikutuksesta. Tärkein polarisoituva molekyyli luonnonmateriaaleissa on vesimolekyyli. Näin ollen dielektriivisyysarvon suuruus riippuu pääasiallisesti materiaalissa olevan vapaan veden määrästä, sillä vesipitoisuuden kasvu lisää suhteellista dielektriivisyyttä. (Tiehallinto, 2004b)

Yleisimmin käytetty maatutkatyyppi on ns. impulssitutka, joka lähettää väliaineeseen pulssin, jonka pituus on maatutkan antennitaajuudesta riippuen hieman alle nanosekunnista kymmeniin nanosekunteihin. Pulssin energiasta osa heijastuu sähköisiltä ominaisuuksiltaan toisistaan eroavien aineiden rajapinnalta, kun taas osa etenee yhä rajapinnan läpi ja heijastuu seuraavilta rajapinnoilta. Signaali vaimenee kulkuajan funktiona johtuen geometrisesta vaimennuksesta, signaalin sironnasta, heijastuksesta ja lämpöhäviöistä. Maatutkaluotauksessa heijastusten kulku-aika ja amplitudi mitataan ja amplitudi esitetään kulkuajan funktiona. Tehtäessä mittauksia nopeassa tahdissa peräkkäisissä maastopisteissä tutkittavasta väliaineesta saadaan sen rakenteita kuvaava jatkuva luotausprofiili eli tutkakuva. (Tiehallinto, 2004a)

Pulssitutkaperiaatteella toimiva tietutkimuksissa käytettävä maatutkakalusto koostuu useasta eri komponentista, jotka on esitetty periaatekuvassa 2.9. Tärkein tutkakaluston yksikkö on antenni tai antennit, jotka koostuvat itse antennista ja elektronikkayksiköstä, jossa määrätään lähetettävän pulssin pituus ja voimakkuus. Antenni lähettää pulssin väliaineeseen ja kerää rajapinnoista palaavat signaalit. Maatutkakalustoihin kuuluvat kiinteästi erilaiset datatallentimet, sekä näytteenottoa ohjaavat anturit, kuten optiset pulssianturit. GPS-laitteet ohjaavat paikannusta ja tallentavat paikkatietoa ja nykyisin mukana on myös oleellisena osana videokuvauskalusto. (Tiehallinto, 2004a)



Kuva 2.9. Maatutkaluotauslaitteisto. (Tiehallinto, 2004a)



Maatutka-antennit jaetaan karkeasti kahteen luokkaan, ilmasteanneihin ja maavasteantenneihin. Maavasteantennien taajuus vaihtelee tyypillisesti 80 MHz:stä 1500 MHz:iin ja niiden etuna ilmasteanneihin verrattuna on parempi syvyyssulottuvuus. Maavasteantennin yksittäisten kohteiden erottelukyky on ilmasteanneja parempi, mutta sillä voidaan mitata huomattavasti ilmasteanneja hitaammin. Ilmasteannejen taajuudet ovat vaihdelleet 500 MHz:stä 2,5 GHz:iin. Ilmasteannejen syvyyssulottuvuus on normaalisti 0,5...0,9 m, minkä vuoksi niitä on käytetty lähinnä vain tie- ja siltatutkimuksissa. Mittauksen aikana ilmasteanneit ovat vähintään 0,3...0,5 m päässä maanpinnasta ja tästä syystä antennien ominaisuudet eivät muutu tutkittavan väliaineen sähköisten ominaisuuksien muuttuessa, minkä ansiosta ilmasteanneilla voidaan tehdä toistuvia mittauksia, jolloin maatutkadata ei muutu antennin ominaisuuksien muuttumisen vuoksi. Se mahdollistaa esimerkiksi väliaineparametrien laskemisen heijastusamplitudien perusteella. Lisäksi ilmasteanneilla mittaaminen onnistuu muuta liikennettä häiritsemättä jopa 80...100 km/h tuntinopeudella. (Tiehallinto, 2004a)

Mittausten suunnittelussa ja suorittamisessa on muutamia huomionarvoisia seikkoja, jotka tulee huomioida onnistuneen mittaussuorituksen aikaansaamiseksi. Maavasteantennilla tehtävät mittaukset tulisi tehdä pääasiassa kesäaikaan sen jälkeen kun routa on lopullisesti sulanut pohjamaasta. Toinen hyvä aika on talvella roudan ollessa maksimisyvydessä. Mittauksissa on otettava myös huomioon tien suolaus ja sorateiden pölynsidontaan käytettävä suola, sillä suola vaimentaa maatutkasignaalia. Mittauksissa on useita huomioitavia seikkoja muun muassa tulosten kirjaamisen ja laitteiston kalibroimisen suhteen, joista on saatavilla yksityiskohtaiset ohjeet Tiehallinnon julkaisussa Rakenteen parantamissuunnittelua edeltävät maatutkatutkimukset ja tulosten esitystapa - menetelmäkuvaus, 2004. (Tiehallinto, 2004a)

Mittausaineiston perusprosessointiin kuuluu ennen varsinaista tulkintaa päällysteen pinnan määrittäminen ja "taustan poisto". Itse tulkinnassa määritetään seuraavat rajapinnat: sitomattomien rakennekerrosten alapinta, sitomattomien rakenteiden sisällä oleva vanha tierakenne, penkereen alapinta, pohjamaan laatu, kalliopinta, rummut ja lohkareet sekä isot kivet. Pienemmällä taajuudella tehtävissä mittauksissa tulkitaan myös eri maalajikerrokset. (Tiehallinto, 2004a)

Maatutkaluotausten avulla ei käytännössä suoraan voida tehdä johtopäätöksiä tierakenteen tai pohjamaan kantokyvystä. Maatutkaluotauksen avulla voidaan määrittää päällysteen paksuus ja sopivissa olosuhteissa tien rakennekerrosten paksuus, joiden avulla pudotuspainolaitemittauksia hyödyntämällä voidaan määrittää rakennekerrosten ja pohjamaan kimmomoduulin arvot. Lisäksi alustavassa suunnittelussa hyödynnettäviä tietoja maatutkaluotauksen avulla voivat olla tiedot pohjamaan tyypistä ja vesipitoisuudesta, mutta näistä ei kuitenkaan saada luotettavaa mitoituksessa käytettävää tietoa.

### 3 Stabiliateettilaskennan teoria

Stabiliateettilaskennan, eli vakavuuslaskennan tarkoituksena on selvittää, kestäkö tarkasteltava maapohja tai luiska sortumatta sille asetetun kuorman. Penkereitä, leikkauksia ja kaivantoja suunniteltaessa on huomioitava, että maamassojen liikkeet ovat mahdollisia liukupintoja ja -vyöhykkeitä pitkin vaaka- ja pystysuunnassa. Myös luonnontilaiset luiskat voivat olla alttiita sortumille. (RIL, 1990) Tässä tutkimuksessa ollaan erityisen kiinnostuneita siitä, kuinka penkereen päälle sijoittuva poikkeuksellisen raskas kuorma vaikuttaa vakavuuteen erilaisissa olosuhteissa.

Stabiliateettitarkastelut jaetaan perinteisesti kahteen eri tyyppiin, lyhytaikaisiin suljetun tilan  $\phi' = 0$  -tarkasteluihin ja pitkäaikaisiin avoimen tilan  $c'\phi'$  -tarkasteluihin (Craig, 2001). Näitä tarkasteluja kuvataan tarkemmin seuraavissa luvuissa. Laskennallisesti stabiliateettia tarkasteltaessa voidaan käyttää tietokonelaskennassa rajatasapainomenetelmää (limit equilibrium method, LEM) tai elementtimenetelmää (finite element method, FEM). Rajatasapainomenetelmässä sortuman otaksutaan tapahtuvan maan sisällä kulkevaa liukupintaa pitkin sekä maan oletetaan olevan murto-tilassa samaan aikaan koko liukupinnalla. Vaarallisimman liukupinnan löytämiseksi laskelmissa tutkitaan useita erilaisia liukupintoja.

#### 3.1 Liukupintamenetelmät

Tässä luvussa käsitellään rajatasapainomenetelmiin lukeutuvia liukupintamenetelmiä. Aluksi käsitellään liukupintamenetelmien taustaa ja alaluvuissa liukupintamenetelmiin kuuluvia lamellimenetelmiä. Kahteen tämän työn stabiliateettilaskelmiin käytettävään laskentamenetelmään perehdytään yksityiskohtaisemmin. Nämä ovat Bishopin yksinkertaistettu menetelmä ja Morgenstern-Price menetelmä.

Liukupintamenetelmät ovat nykyisin yleisimmin käytetyt luiskan vakavuuden laskentamallit. Ne ovat pitäneet asemansa yleisimpänä menetelmänä, vaikka käyttöön on tullut kehittyneempiä FEM:iin perustuvia laskentamenetelmiä. Liukupintamenetelmät ovat selkeitä ja suhteellisen yksinkertaisia käyttää. Toisaalta myös tasapainomenetelmien ja plastisuusanalyysiin perustuvien menetelmien tulokset ovat olleet suhteellisen lähellä toisiaan. Käytännön suunnittelussa liukupintamenetelmän mukaiset laskelmat ovat jatkuvasti käytössä olevaa rutiininomaista toimintaa, kun taas FEMiä käytetään varsin harvoin. Useimmiten FEM:in käytön perusteena on maan ja rakenteen yhteistoiminnan sekä muodonmuutosten analysointi, eikä niinkään tarkkuus stabiliateettilaskennassa.

Liukupintamenetelmissä kokonaisvarmuus sortumaa vastaan, eli  $F_s$  ratkaistaan vertailemalla maakerrosten leikkauslujuutta ja tasapainotilaan vaadittavaa leikkausjännitystä keskenään. Merkittävää tässä on se, että kokonaisvarmuuden oletetaan olevan vakio koko liukupinnan matkalla. (Craig, 2001)

$$F_s = \frac{\tau_f}{\tau} \quad (3.1)$$

jossa  $\tau_f$  on leikkauslujuus ja  $\tau$  on tasapainotilaan vaadittu leikkausjännitys. Tehokkailta jännityksillä laskettaessa leikkauslujuus lasketaan kaavan 3.2 Mohr-Coulombin murtoehdon mukaisesti (Craig, 2001).

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \varphi' \quad (3.2)$$

jossa  $c'$  on tehokas koheesio,  $\sigma'$  on tehokas jännitys ja  $\varphi'$  on tehokas kitkakulma. Kokonaisjännitysanalyysissä nämä korvataan käyttämällä suljettua leikkauslujuutta.

Stabiliteettiongelman ratkaisu perustuu staattiseen voima- tai momenttitasapainoehtoon tai molempiin. Usein ongelma on staattisesti määräämätön, sillä luiskassa olevia tuntemattomia muuttujia on enemmän kuin tasapainoehtoja. Tämän vuoksi tasapainomenetelmällä laskettaessa on tehtävä oletuksia ongelman ratkaisemiseksi. Lamellimenetelmissä nämä oletukset koskevat usein lamellien sisäisiä voimia ja niiden käyttöä. Jotkut menetelmät jättävät sisäiset voimat kokonaan huomioimatta, kun taas toiset ottavat kaikki sisäiset voimat huomioon. Eri menetelmät eivät kuitenkaan eroa peruseräillä merkittävästi toisistaan. (Huang, 1983) Käytettävän menetelmän oletukset on hyvä tuntea, jotta voidaan valita tilanteeseen sopiva menetelmä ja varmistua tulosten luotettavuudesta.

Yleisesti liukupintamenetelmissä maan oletetaan murtuvan tunnettua liukupintaa pitkin. Maan otaksutaan olevan murtotilassa koko kyseisen liukupinnan alueella, joten kimmoplastista käyttäytymistä ei huomioida. Liukupinnat voivat olla muodoltaan suoria, ympyröitä, spiraaleja tai näiden yhdistelmiä. Käytännössä tietokonelaskennassa valitun muotoisia liukupintoja lasketaan useita vaarallisimman liukupinnan löytämiseksi. Homogeenisessa maassa ympyrän muotoisella liukupinnalla laskettaessa on havaittu saatavan lähes samanlaisia tuloksia kuin laskennallisesti haastavammilla spiraaliliukupinnoilla. Tämän vuoksi kutakuinkin homogeenisen maan luiskanalyysissä käytetään useimmiten ympyräliukupintoja laskelmien yksinkertaisuuden vuoksi. Tässä työssä käsitellään ympyrän muotoon perustuvia ja yhdistettyjä liukupintamenetelmiä. (Huang, 1983)

Liukupintatarkasteluja voidaan tehdä ns. suljetussa tilassa tai avoimessa tilassa. Suljettu tila on kuvitteellinen tila, jota voidaan soveltaa lyhytaikaisen kuormitustilanteen vakavuuslaskentaan huonosti vettä läpäisevissä koheesiomaissa. Esimerkiksi erikoiskuljetusajoneuvon ylitys savimaan varaan perustetulla tiellä voidaan nähdä suljetun tilan rasiitustilanteeksi, sillä kuormitusaika on lyhyt ja huokosvesi ei pääse poistumaan savikerroksista. Suljetussa tilassa maan murtuminen tapahtuu siten, että maakerroksen tilavuus ja vesipitoisuus eivät muutu.

Lyhytaikaisissa suljetun tilan tarkastelussa huonosti vettä läpäisevällä koheesiomaalla lujuuden voidaan olettaa koostuvan ainoastaan suljetusta leikkauslujuudesta, eli voidaan käyttää ns.  $\varphi' = 0$  -menetelmää. Menetelmä perustuu kokonaisjännitysanalyysiin, jossa huokosvedenpaine ei vaikuta suljettuun leikkauslujuuteen. (Craig, 2001) Usein suljetun leikkauslujuuden arvona käytetään siipikairalla määritettyä leikkauslujuutta, jota redusoidaan laboratoriokokeista saatavan hienousluvun perusteella. Suljetun tilan  $\varphi' = 0$  -tarkastelut ovat yleinen tapa arvioida vakavuutta, sillä siipikairaustuloksia on usein paljon käytettävissä ja laskentatavasta on paljon kokemusta.

Lyhytaikaisia suljetun tilan tarkasteluja voi tehdä myös tehokkailla lujuusparametreilla, eli tehokkaalla koheesiolla  $c'$  ja tehokkaalla kitkakulmalla  $\varphi'$ . Tällöin puhutaan  $c'\varphi'$  -tarkasteluista. Tehokkailla lujuusparametreilla lyhyen ajan jännityksiä laskettaessa on kuitenkin otettava huomioon huokosvedenpaineen muutokset. Kuormituksen lisäämisen yhteydessä huokosvedenpaine huonosti vettä läpäisevissä maakerroksissa kasvaa ja vähentää maan lujuutta (Craig, 2001). Huokosvedenpaineen vaikutusta

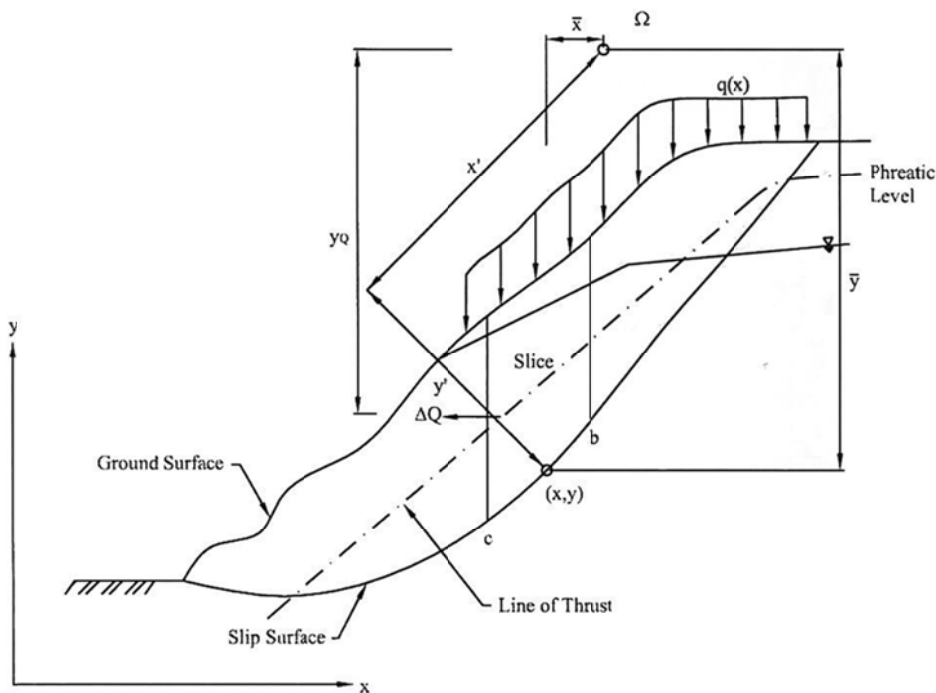
maan lujuuteen ja stabiiliteettilaskelmiin käsitellään tarkemmin luvussa 3.2 Huokosvedenpaine.

Suljetun tilan  $\phi' = 0$  -menetelmällä laskettaessa vedenpinnan sijainnilla on merkitystä ainoastaan tilavuuspainojen kautta vakavuuteen. Varmuusluku sortumaa vastaan määritetään aktiivimomentin ja passiivimomentin suhteena. Eri laskentateorioihin pohjautuvilla laskentamenetelmillä laskettaessa lyhyen ajan vakavuutta saadaan hieman toisistaan eroavat varmuusluvut. Tämä johtuu laskentamenetelmien hieman erilaisista tavoista ottaa huomioon tasapainoehdot.

Yleisesti ottaen kaikissa kuormitustilanteissa lyhyen ajan tilanne ei ole välttämättä kriittisin ja myös pitkän ajan tilanne tulee huomioida. Pitkän ajan kuluessa myös huonosti vettä läpäisevissä maakerroksissa huokosvedenpaine pääsee tasaantumaan valitsevaa pohjavedenpintaa vastaavalle tasolle. Huokosvedenpaineen tasaantuessa maan leikkauslujuus ja näin ollen varmuus sortumaa vastaan kasvavat. Kun otetaan huomioon huokosvedenpaineen tasaantuminen, puhutaan avoimen tilan tarkastelusta. Näissä tarkasteluissa käytetään tehokkaita lujuusparametreja eli ns.  $c'\phi'$  -menetelmää. (Craig, 2001)

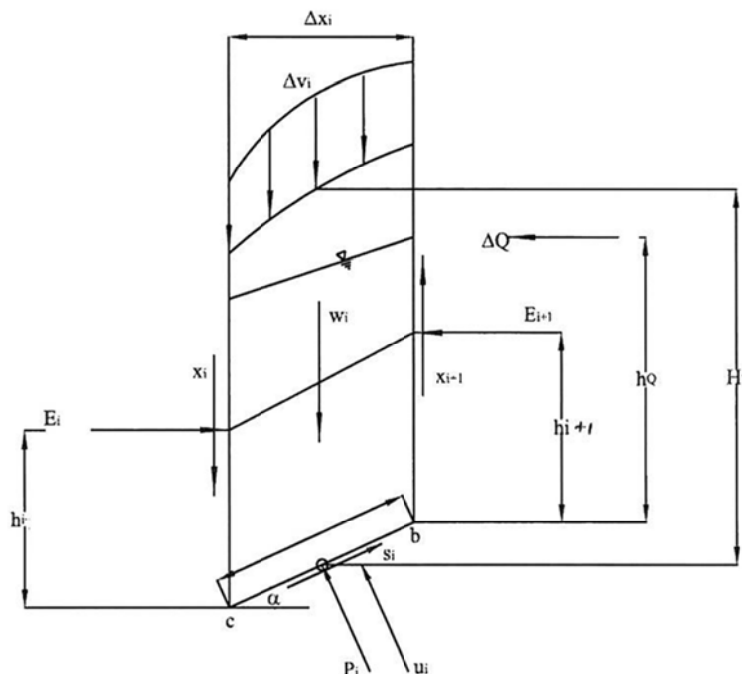
### 3.1.1 Lamellimenetelmät yleisesti

Lamellimenetelmä on tapa ratkaista liukupintaongelma. Menetelmän nimi tulee siitä, että tarkasteltava maamassa jaetaan pystysuoriin lamelleihin. Kuvassa 3.1. esitetään lamellimenetelmän periaate. Useimmiten lamellijakoa tihentämällä päästään tarkempaan lopputulokseen, mutta toisaalta liian tiheä jako voi aiheuttaa ongelmia laskentaan ja heikentää lopputulosta.



Kuva 3.1. Lamellimenetelmän periaate. Muokattu lähteestä (Cheng, 2005)

Kun edellisen kuvan yksittäinen lamelli otetaan tarkastelun kohteeksi, voidaan tarkastella lamelleihin vaikuttavia voimia sekä momenttivarsia liukupinnan momenttipisteen suhteen. Kuvassa 3.2. on esitetty yksittäiseen lamelliin vaikuttavat voimat ja niiden momenttivarret.



Kuva 3.2. Yksittäiseen lamelliin vaikuttavat voimat. Muokattu lähteestä (Cheng, 2005)

Kuvien merkinnät:

$\Delta X_i$  = lamellin leveys

$\Delta V_i$  = ulkoiset pystyvoimat

$W_i$  = lamellin paino

$\Delta Q_i$  = ulkoiset vaakavoimat

$\alpha_i$  = lamellin pohjan ja vaakatason välinen kulma

$P_i$  = lamellin pohjassa vaikuttava normaalivoima

$S_i$  = lamellin pohjassa vaikuttava leikkausvoima

$H_i$  = lamellin keskimääräinen korkeus

$E_i, E_{i+1}$  = lamellien väliset normaalivoimat i ja i+1 pinnoilla

$X_i, X_{i+1}$  = lamellien väliset leikkausvoimat i ja i+1 pinnoilla

$u_i$  = huokosvedenpaine lamellin pohjassa

$\Omega$  = momenttikeskipiste

$y_Q$  = etäisyys vaakavoiman ja  $\Omega$ :n välillä

$x_v$  = etäisyys pystyvoiman ja  $\Omega$ :n välillä

$x'$  = vaakasuuntainen kohtisuora etäisyys lamellin pohjan keskipisteen ja  $\Omega$ :n välillä

$y'$  = pystysuuntainen kohtisuora etäisyys lamellin pohjan keskipisteen ja  $\Omega$ :n välillä

Maamassa on stabiili, jos sen jokainen lamelli toteuttaa sekä voima- että momenttitasapainoyhtälöt. Lisäksi koko maamassan on yhtenä kappaleena toteutettava kyseiset yhtälöt. Lamellitarkastelussa tuntemattomia muuttujia on miltei aina enemmän kuin tasapainoehtoja, kuten seuraavissa taulukoissa on esitetty. Tämän vuoksi jokaisessa käytettävässä lamellimenetelmässä on tehtävä oletuksia, jotta tehtävä saadaan

staatistisesti määrittyä ja ratkaistuksi. Seuraavissa taulukoissa 3.1. ja 3.2. on esitetty tasapainoehtojen ja tuntemattomien tekijöiden lukumäärä.

*Taulukko 3.1. Lamellimenetelmän tasapainoehdot. Suomennettu lähteestä (Cheng, 2005)*

Tasapainoyhtälöitä	Ehto
$n$	Momenttitasapaino jokaisessa lamellissa
$2n$	Voimatasapainoehdot $x$ - ja $y$ -suunnassa joka lamellissa
$n$	Mohr-Coulombin murtokriteeri
<b><math>4n</math></b>	<b>Yhtälöitä yhteensä</b>

*Taulukko 3.2. Lamellimenetelmän tuntemattomat tekijät. Suomennettu lähteestä (Cheng, 2005)*

Tuntemattomia tekijöitä	Kuvaus
$l$	Varmuusluku
$n$	Lamellin pohjassa oleva normaalivoima $P_i$
$n$	Normaalivoiman sijainti lamellin pohjalla
$n$	Leikkausvoima lamellin pohjassa $S_i$
$n-1$	Sisäinen normaalivoima $E_i$
$n-1$	Sisäinen leikkausvoima $X_i$
$n-1$	Sisäisten voimien resultantin sijainti
<b><math>6n-2</math></b>	<b>Tuntemattomia yhteensä</b>

Taulukossa 3.1.  $n$  = lamellien lukumäärä. Taulukoiden perusteella voidaan selkeästi havaita, että tuntemattomia on enemmän kuin tasapainoehtoja kun  $n > 1$ . Näin ollen saadaan vahvistus sille, että ratkaisun löytämiseksi on välttämätöntä tehdä oletuksia.

### 3.1.2 Bishopin menetelmä

Bishopin menetelmässä ympyränmuotoisella liukupinnalla otetaan huomioon lamellien väliset sekä vaakasuorat että pystysuorat voimat. Kuhunkin lamelliin vaikuttavat voimat projisoidaan pystysuoralle suunnalle ja lasketaan niiden aiheuttama momenttisuuma liukuympyrän keskipisteen suhteen. Lamellien väliset pystysuorat voimat ( $X_n, X_{n+1}$ ) ja pintahalkeamiin kertyneen veden paine voidaan yleensä jättää huomiomatta laskennan tarkkuuden merkittävästi kärsimättä. Koska tasapainotilanteessa ei saa esiintyä momenttia, saadaan varmuuskerroin  $F_s$  ratkaistua seuraavasti: (Helenelund, 1967)

$$F_s = \frac{1}{\sum(\Delta W \sin \alpha)} \sum \left[ \{c' \Delta x + (\Delta W - u \Delta x) \tan \phi'\} \frac{\sec \alpha}{1 + \frac{\tan \alpha \tan \phi}{F_s}} \right] \quad (3.3)$$

$F_s$  esiintyy yhtälössä molemmilla puolilla, joten varmuuskerroin on laskettava iteroimalla. Iteroiminen aloitetaan sijoittamalla oikealla puolelle ensin  $F_s = 1$ . Yhtälöstä saatava uusi  $F_s$ :n arvo sijoitetaan jälleen yhtälöön ja tämä toistetaan kunnes yhtälöstä saadaan riittävällä tarkkuudella sama arvo kuin siihen on sijoitettu. (Helenelund, 1967)

### 3.1.3 Morgenstern-Price menetelmä

Morgenstern-Price-menetelmässä otetaan huomioon Bishopin menetelmästä poiketen momenttitasapainoehdon lisäksi vaakasuuntaisten voimien tasapainoehdot sekä lamellien väliset leikkausvoimat. Tällöin voimatasapainoehdot toteutuvat sekä yksittäisten lamellien että koko maamassan kohdalla. (Huang, 1983)

Menetelmässä lamellin momenttipiste asetetaan sen keskelle, jolloin momenttitasapainoehto pisteen suhteen on nolla. Samoin normaali- ja tangentialivoimien on oltava nolla. Näillä ehdoilla voidaan kirjoittaa  $X$ :n,  $\Delta P$ :n ja  $\Delta S$ :n yhtälöt seuraavaan muotoon:

$$X = y \frac{dE}{dx} - \frac{d}{dx} (E y_t) \quad (3.4)$$

$$\Delta P = (\Delta W + \Delta X) \cos \alpha + \Delta E \sin \alpha \quad (3.5)$$

$$\Delta S = (\Delta W + \Delta X) \sin \alpha - \Delta E \cos \alpha \quad (3.6)$$

Mohr-Couloumbin murtokriteeri on:

$$\Delta S = \frac{c \Delta x \sec \alpha + \Delta P (\tan \phi)}{F} \quad (3.7)$$

Edelliset yhtälöt yhdistämällä ja tarkastelemalla tilannetta, jossa  $x$  lähestyy nollaa ( $x \rightarrow 0$ ) saadaan seuraava yhtälö:

$$\frac{dE}{dx} \left( 1 + \frac{\tan \phi}{F} \frac{dy}{dx} \right) + \frac{dX}{dx} \left( \frac{\tan \phi}{F} - \frac{dy}{dx} \right) = -\frac{c}{F} \left[ 1 + \left( \frac{dy}{dx} \right)^2 \right] - \frac{dW}{dx} \left( \frac{\tan \phi}{F} - \frac{dy}{dx} \right) \quad (3.8)$$

Koska kahden edellisen yhtälön avulla pitäisi ratkaista kolme tuntematonta,  $E$ ,  $S$  ja  $y_t$ , täytyy olettaa, että maalamellien välinen leikkausvoima on suhteessa maalamellien väliseen normaalivoimaan seuraavan yhtälön mukaisesti:

$$X = \lambda f(x) E, \quad (3.9)$$

missä  $f(x)$  on funktio  $x$ :n suhteen ja  $\lambda$  on vakio. Tämän olettamuksen jälkeen on valittava voimafunktion muoto, jonka jälkeen kokonaisvarmuus  $F$  on ratkaistavissa yhtälöiden 3.8 ja 3.9 avulla muuntelemalla vakion  $\lambda$  arvoa. Voima- ja momenttitasapainoehtoihin perustuvat varmuudet lasketaan erikseen eri  $\lambda$ :n arvoilla. Ratkaisu stabiiliuteettiongelmaan saadaan sillä  $\lambda$ :n arvolla, jolla saadaan sama varmuus molemmista ehdoista. GeoCalc-laskentaohjelmassa voidaan voimafunktio  $f(x)$  valita neljän eri vaihtoehdon väliltä:

1.  $f(x) = 1$
2.  $f(x) = \sin(x)$
3.  $f(x) = \text{trapetroidi}$
4.  $f(x) = \text{Fredlund-Wilson-Fan funktio (Cheng, 2005)}$

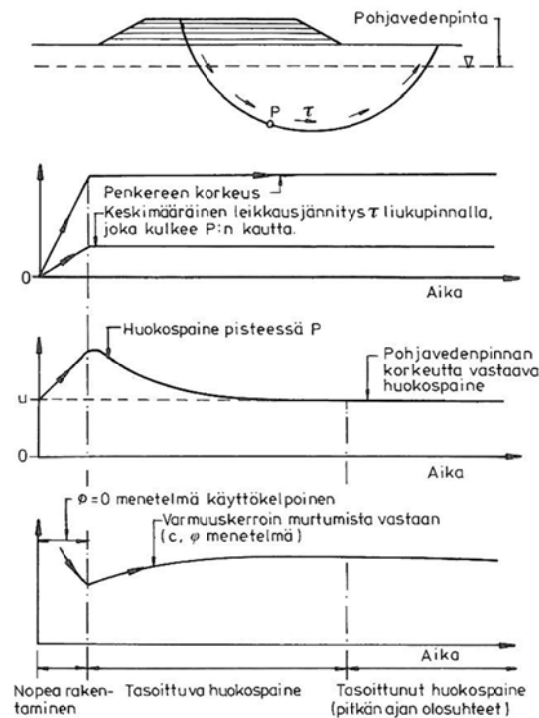
Morgenstern-Price-menetelmän yhtälöt ovat huomattavasti monimutkaisempia kuin Bishopin menetelmän yhtälöt. Tämän vuoksi laskeminen Morgenstern-Price-menetelmällä on paljon hitaampaa ja käsin laskenta käytännössä mahdotonta.

## 3.2 Huokosvedenpaine

Tässä luvussa käsitellään huokosvedenpainetta, sen muutoksia kuormitettaessa pehmeitä maakerroksia ja huokosvedenpaineen vaikutusta maan lujuteen ja sitä kautta stabiiliteettilaskelmiin. Huokosvedenpaineen suuruuteen vaikuttaa jännitykset maakerroksissa ja niiden muutokset, maan vedenläpäisevyys ja kokoonpuristuvuus. Vedenläpäisevyys on pehmeissä savissa tyypillisesti suurempaa vaakasuunnassa kuin pystysuunnassa. Jännitykset jakaantuvat maakerroksissa siten, että ne ovat suoraan kuormituksen alapuolella suurempia kuin sivuilla, mikä myös lisää paineen taipumusta purkautua sivuille.

### 3.2.1 Huokosylipaine

Luonnontilaisessa maakerroksessa ilman lisäkuormitusta huokosvedenpaine on tavanomaisesti riippuvainen pohjavedenpinnan korkeudesta. Kuormitettaessa maakerrosta huokospaine kuitenkin kasvaa tätä tasapainotilaa suuremmaksi, jolloin muodostunutta tilaa kutsutaan huokosylipaineeksi. Huokosvedenpaineen kehittymistä on havainnollistettu kuvassa 3.3. (RIL, 1990)



Kuva 3.3. Huokosvedenpaineen kehittyminen. (RIL, 1990)

Pehmeitä savia kuormitettaessa itse kuormitus aiheuttaa huokosylipaineen muodostumisen. Tehtäessä suljetun tilan stabiiliteettitarkasteluja tehokkailla lujuusparametreilla, on huokosylipaineen muodostumisen huomioiminen oikeiden laskentatulosten saavuttamiseksi äärimmäisen tärkeää. LEM-tarkasteluissa tämä jää usein kokonaan huomioimatta ja toisaalta FEM-tarkasteluissa huokosylipaineen suuruus voi helposti tulla aliarvioduksi väärän materiaalmallin tai väärin maaparametrien käyttämisen vuoksi. (Lämsävaara, et al., 2011)

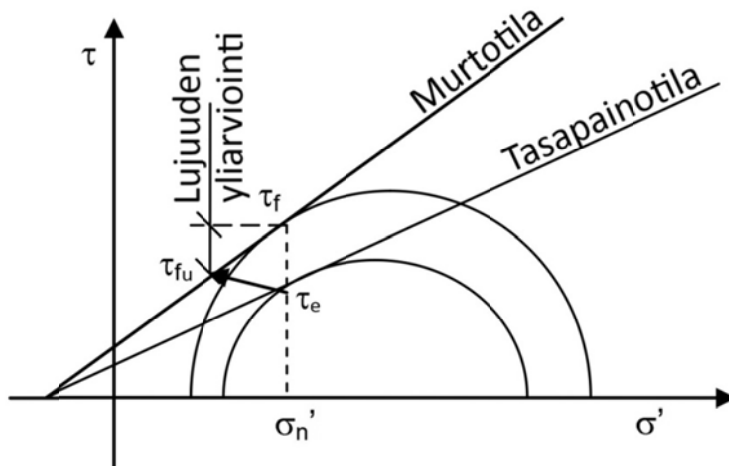


Pehmeissä savissa tapahtuvia sortumia usein edeltää huokosylipaineen muodostuminen. Ylipaine ei aiheudu ainoastaan kuormituksen lisäämisestä, vaan myös saven myötääminen aikaansaa lisääntynyttä huokosylipaineeseen. Tästä syystä on tärkeää huomioida laskelmissa sekä alkutilanteen huokosvedenpaine, että huokosvedenpaineen kehittyminen itse sortuman aikana. (Länsivaara, et al., 2011)

Saven myötäämisestä johtuen suljetun tilan olosuhteissa huokosvedenpaine voi kasvaa jopa suuremmaksi kuin itse kuormituslisäys. Tällainen huokosylipaineen kasvu voi johtaa murtoon kuormittamisen jälkeen ilman, että itse kuormaa enää lisätään. Jännityslisäys pehmeässä, normaalikonsolidoituneessa savessa johtaa myötöön, eli raerungon murtumiseen. Tämä johtaisi normaalitilanteessa suureen tilavuuden pienenemiseen. Tilavuus ei kuitenkaan maakerroksessa pääse merkittävästi pieneneämään johtuen saven alhaisesta vedenläpäisevyydestä, jonka vuoksi vesi ei pääse poistumaan. Savessa tapahtuva plastinen tilavuuden pieneneminen kompensoituu saven elastisella laajenemisella, joka voi tapahtua ainoastaan tehokkaiden jännitysten pienentyessä. Näin ollen huokosvedenpaine kasvaa sen sijaan, että maan kokonais-tilavuus pieneneisi. (Länsivaara, et al., 2011)

Tampereen teknillinen yliopisto (TTY) ja Liikennevirasto ovat toteuttaneet tutkimuksen, jossa huokosvedenpaineen muutoksien laskennallista mallintamista on pyritty kehittämään. Vuonna 2009 Perniössä toteutettiin täyden mittakaavan sorrustuskoe, jonka aikana ympäröivässä maaperässä tapahtuvia muutoksia tutkittiin laajan instrumentoinnin avulla. TTY:n tutkimuksissa kokeen havaintojen avulla huokospaineen muodostumista on mallinnettu laskennallisesti muun muassa kitkakulman funktiona (Länsivaara, et al., 2011).

Rajatasapainomenetelmässä jännitystila kuvataan yksinkertaistetulla tavalla. Jännitysten jakautumista tierakenteessa ei oteta huomioon, vaan jännitykset ulkoisista kuormista välitetään suoraan lamellin pohjaan. Kuitenkin suljetun tilan tarkastelussa jännityslisäys tulee huomioida, jotta vältetään virheellisesti yliarvioimasta leikkauslujuutta tehokkaiden jännitysten menetelmällä. Kaikki yleisesti käytössä olevat lamellimenetelmät olettavat saman varmuuden murtoa vastaan koko liukupinnalla vaikuttavan lujuuden tai leikkausjännityksen mukaan, eikä sortuman aiheuttamaa huokosvedenpainetta tavanomaisesti huomioida. Tasapainotilan mukaista leikkausjännitystä verrataan näin ollen avoimen tilan tarkastelun mukaisiin jännityksiin, mikä johtaa lujuuden ja varmuuden yliarviointiin kuvan 3.4. mukaisella tavalla.



Kuva 3.4. Varmuuden yliarviointi tilanteessa, jossa huokosvedenpainetta ei oteta huomioon laskettaessa tehokkailla lujuusparametreilla. Muokattu lähteestä (Länsivaara, et al., 2011)

Saven käyttäytymisestä tiedetään myös se, että sekundaaripainuman eli ns. creepin ja kuormitusajan vaikutus on merkittävä. Ödometrikokeissa saadaan vakiomuodonmuutoksella sitä suurempia konsolidaatiojännityksen arvoja, mitä nopeammin näytettä kuormitetaan. Kolmiaksaalikokeissa saven käyttäytyminen ilmenee samalla tavalla. Mitä suurempia nopeammin näytettä puristetaan kokoon, sitä suurempia leikkausjännityksiä havaitaan. (Länsivaara, et al., 2011)

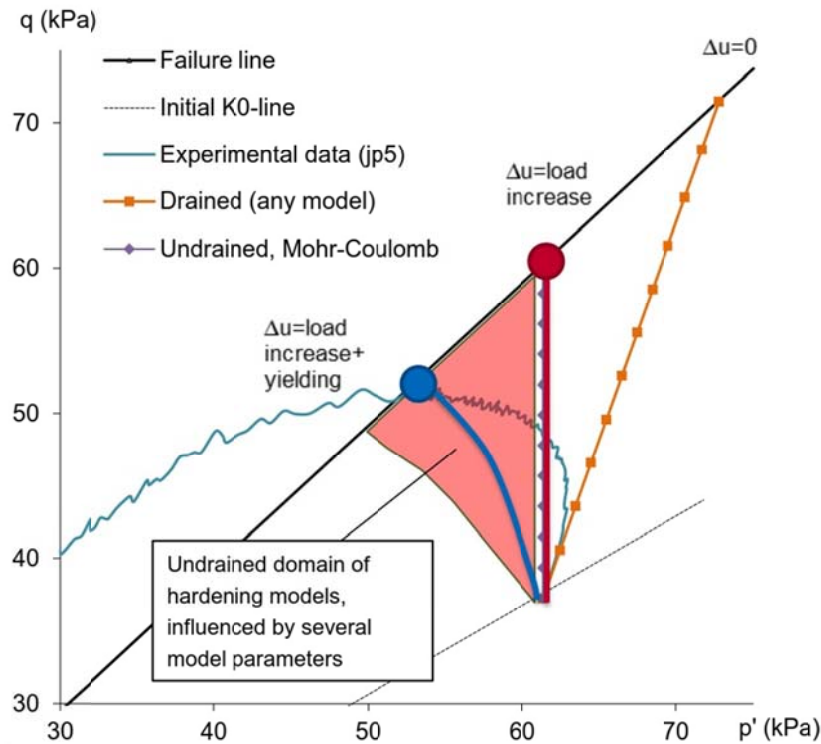
Ilmiö saven käyttäytymisessä on selitettävissä lyhyesti seuraavalla tavalla. Mitä hitaammin kuormitus tehdään, sitä enemmän näytteessä tapahtuu sekundaaripainumaa. Tästä johtuen tilavuus pienenee enemmän, mikä suljetun tilan olosuhteissa johtaa korkeamman huokosylipaineen muodostumiseen. Näin suljetun tilan kolmiaksaalikokeessa tai siipikairauksessa nopeampi kuormitus tuottaa lopputuloksena korkeampia suljetun leikkauslujuuden arvoja. Kuitenkaan tehokkaat lujuusparametrit eivät ole riippuvaisia kuormitusnopeudesta, toisin kuin huokosvedenpaine. (Länsivaara, et al., 2011)

### 3.2.2 Huokosylipaineen vaikutus laskelmiin

Saven kuormittamista murtotilaan voidaan kuvata erilaisissa kuvaajissa. Tyypillinen kuvaaja, jossa huokosvedenpaineen vaikutusta voidaan tarkastella, on kuvassa 3.5. esitetty p'-q-kuvaaja. Kuvaajassa pystyakselilla on q, joka kuvaa deviatorista jännitystä, joka on kolmiaksaalikokeessa pystyjännityksen ja sellipaineen erotus. Vaakakselilla oleva p' taas kuvaa kolmiaksaalikokeen kaikkien kolmen pääjännityksen keskiarvoa. Tätä kutsutaan tehokkaaksi keskijännitykseksi. Kuvaajassa oleva initial K<sub>0</sub>-line tarkoittaa alkutilanteen K<sub>0</sub>-suoraa, joka kuvaa maan alkuperäistä jännitystilaa. Failure line sen sijaan on murtoviiva, jossa savi murtuu.

Ellipsin muotoon hakeutuva, kuvassa 3.5. experimental data, on käytännön kokeista saatujen tulosten perusteella myötöpinta, jonka mukaisesti saven jännityspolun tulisi käytännössä edetä K<sub>0</sub>-suoralta murtosuoralle kuormitettaessa nopeassa suljetun tilan tarkastelussa. Avoimen tilan tarkastelussa tilanne etenee kuvassa näkyvän oranssin, drained, suoran mukaan murtoon. Tällöin huokosvedenpaineessa ei tapahdu muutoksia ja saavutettu lujuus on suurempi kuin suljetussa tilassa. Punaisella pystysuoralla viivalla kuvassa on sen sijaan esitetty Mohr-Coulomb -materiaalimallin mukainen ti-

lanne, jossa malli ottaa huomioon vain lineaarisia elastisia muodonmuutoksia, mutta ei lainkaan plastisia muodonmuutoksia, joilla on vaikutusta huokosvedenpaineeseen. Tällöin huokosvedenpaineen muutos on sama kuin ulkoisen kuorman lisäys, mikä ei vastaa saven todellista käyttäytymistä vaan lujuus tulee yliarvioituksi. Sinisellä vasemmalla kaartuvalla viivalla kuvassa esitetään mallia, joka on lähimpänä saven todellista käyttäytymistä, jossa huokosvedenpaineeseen vaikuttaa kuorman lisäyksen lisäksi saven myötäämisestä aiheutuva kasvu ja murtosuora ja saven leikkautuminen saavutetaan huomattavasti alhaisemmalla jännitystasolla.



Kuva 3.5. Myötöpinta ja huokosvedenpaineen vaikutus jännityspolkuun. (Mansikkamäki, J.)

Normaalikonsolidoituneen tilan  $K_{0NC}$  myötöpintaa kuvaavan ellipsin kaltevuuskulma voidaan melko tarkasti määrittää Jakýn kaavan mukaisesti kitkakulman perusteella. Tätä voidaan käyttää hyväksi, kun määritetään ero tehokkaan keskijännityksen  $p'$  välillä  $K_0$ -linjalla ja murtosuoralla. Näin ollen sekä alkutilan hydrostaattinen jännitys  $p_{K0}'$  ja sortumatilan hydrostaattinen jännitys  $p_f'$  voidaan määrittää esikonsolidaatiojännityksen ja kitkakulman perusteella seuraavien kaavojen 3.10 ja 3.11 avulla seuraavasti: (Länsivaara, et al., 2011)

$$p_{K0} = f(\sigma_{cv}', \phi) \quad (3.10)$$

$$p_f = f(\sigma_{cv}', \phi), \quad (3.11)$$

jossa  $\sigma_{cv}'$  = esikonsolidaatiojännitys. Normaalikonsolidoituneelle savelle esikonsolidaatiojännityksen sijasta voidaan käyttää tehokasta vallitsevaa pystysuuntaista jännitystä. Täten arvion sortuman aiheuttamasta huokosvedenpaineesta voi laskea kaavalla 3.12.

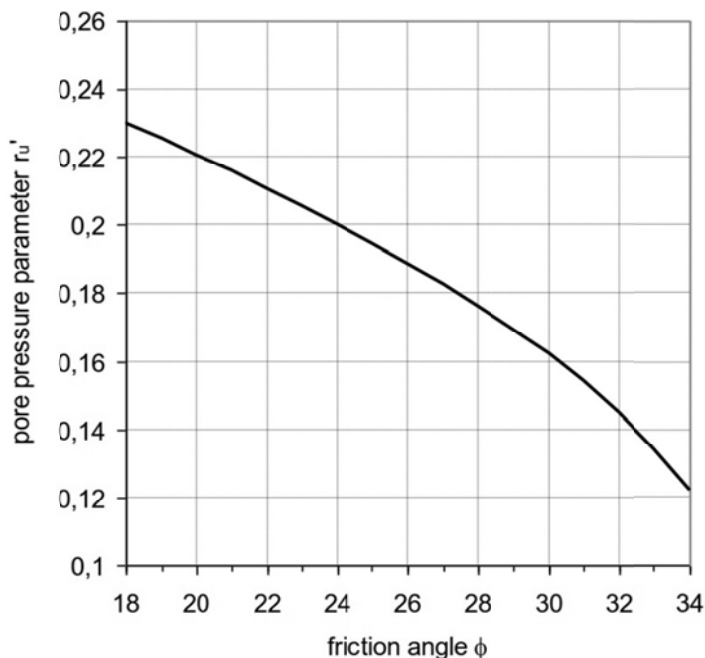
$$u_r = p_{K0} - p_f = f(\sigma_{cv}', \phi), \quad (3.12)$$

Rajatasapainomenetelmässä tätä voi hyödyntää käyttämällä huokosvedenpaineparametrin  $r_u'$  kaltaista parametria, sillä erotuksella, että tämä esittää sortuman aiheuttamaa huokosvedenpainetta ja se tulee muokata tehokkaan pystyjännityksen mukaiseksi. Lopputuloksena saatavaa huokosvedenpaineparametria kuvaa  $r_u'$ , joka voidaan esittää seuraavan kaavan 3.13 mukaisesti:

$$r_u' = \frac{u_{ey}}{\sigma_{cv}'} = \frac{1}{\sigma_{cv}'} f(\sigma_{cv}', \phi), \quad (3.13)$$

jossa  $u_{ey}$  = myödon aiheuttama huokosylipaine.

Näin ollen  $r_u'$ :n kaava voidaan ratkaista käyttämällä ellipsin muotoista kaltevaa myötöpintaa. Ratkaisu on esitetty kuvaajan muodossa kuvassa 3.5.



Kuva 3.6. Kuvaaja  $r_u'$ :n ja kitkakulman riippuvuudesta. (Länsivaara, et al., 2011)

Kuvasta 3.5. voidaan nähdä, että menetelmän mukainen ratkaisu antaa alhaisemman huokosvedenpaineen kasvavan kitkakulman funktiona. Länsivaaran tutkimuksessa saman ilmiön voi havaita eri kitkakulman omaavien savien myötöpinnoista. Mitä suurempi kitkakulma savella on, sitä suuremmassa kulmassa myötöellipsi on. Suurempi myötöellipsin kulma johtaa suhteellisesti suurempaan etäisyyteen  $K_0$ -viivalta murtosuoralle ja samalla pienempään huokosylipaineeseen. (Länsivaara, et al., 2011)

Yllä olevat havainnot pätevät tarkasti ainoastaan liukupinnan aktiivipuolella, jossa jännitystila vastaa puristuskuormitusta. Tämä johtaa siihen, että tarkkaan ottaen huokosvedenpaineen kehittyminen tulisi ottaa huomioon eri tavalla liukupinnan leikkaus- ja passiiviosissa. Tämä on kohtuullisen hankalaa, mutta sen huomioimatta jättämisen haitallisuutta vähentää se, että Etelä-Suomen savet ovat usein hieman ylikonsolidoituneita. Kun penkereen painosta johtuen sen alapuolella savet ovat normaalikonsolidoituneessa tilassa, penkereen vieressä passiivipuolella savi on yhä mitä todennäköisimmin ylikonsolidoituneessa tilassa. Näin ollen muodostuva huokosveden ylipaine ei todellisuudessa kasva niin suureksi kuin se normaalikonsolidoitu-

neella savella muodostuisi ja suurta virhettä ei tehdä, mikäli yksinkertaisuuden vuoksi samaa  $r_u$ :n arvoa käytetään koko liukupinnan alueella. (Länsivaara, et al., 2011)

### 3.3 Laskenta GeoCalc-ohjelmalla

Novapoint GeoCalc on LEM:iin pohjautuva laskentaohjelma, jolla voidaan laskea pääasiassa 2-ulotteisten mallien, mutta tietyin ehdoin myös 3-ulotteisten mallien vakavuuksia. Tässä työssä GeoCalcilla tehdään ainoastaan 2-ulotteisia tarkasteluja. Sortuman 3-ulotteista luonnetta tarkastellaan kuitenkin lyhyesti päätyvastusten avulla 2-ulotteisessa laskennassa.

Ohjelmassa on käytettävissä lukuisia eri laskentateorioita, joita laskennassa voidaan käyttää. Tässä työssä on käytetty edellisessä luvussa kuvattuja Bishopin yksinkertaista menetelmää ja Morgenstern-Price -menetelmää (MP). Bishop on todettu ympyräliukupinnalla hyvin toimivaksi teoriaksi, jolla laskenta on nopeaa. Morgenstern-Price-menetelmä taas otetaan käyttöön, kun halutaan tarkastella ei-ympyränmuotoisia liukupintoja. MP:lläkin voidaan laskea ympyräliukupintoja, mutta se on hieman raskaampi ja hitaampi laskentamenetelmä. Ympyräliukupinnoilla näiden laskentamenetelmien tulosten välillä ei ole yleensä juurikaan eroja.

Ohjelmaan syötetään lähtötiedoiksi penkereen geometria, pohjaveden pinnan asema, laskentaparametrit eri maakerroksissa sekä mahdolliset kuormat. Tämän jälkeen valitaan käytettävä teoria, jonka mukaan laskenta suoritetaan. Erikoistapauksia varten voidaan määrittää edistyneempiä reunaehtoja, kuten luvussa 3.2 käsitelty huokosvedenpaineparametri, alueita, joita liukupinta ei voi leikata sekä erilaisia lujitteita. Annettujen tietojen perusteella ohjelma etsii vaarallisimman liukupinnan sekä laskee tälle varmuuskertoimen.

Huokosvedenpaine voidaan GeoCalcissa määrittää esimerkiksi pohjavedenpinnan, orsivedenpinnan, ulkoisen veden pinnan, huokosveden ylipaineen tasoarvokäyrien tai huokospaineparametrien avulla.

## 4 Raskaiden erikoiskuljetusten kalusto ja kuormat

Kuljetus tarvitsee erikoiskuljetusluvan, kun se ylittää mitoiltaan vapaat mittarajat tai tiellä yleisesti sallitut massat. Tyypillisesti erikoiskuljetuksia ovat jakamattomien esineiden, kuten koneiden, elementtien, rakennusten, nostureiden, suurmuuntajien ja isojen tuotteiden kuljetukset. Erikoiskuljetukset tulevat kyseeseen siinä tapauksessa, kun jakamatonta esinettä ei voida kohtuullisin kustannuksin tai vahingonvaaraa aiheuttamatta jakaa useampiin kuljetuksiin. Tässä luvussa on käsitelty tiellä yleisesti sallitun massan tai akselimassat ylittäviä kuljetuksia, niissä käytettävää kalustoa ja niiden aiheuttamia kuormia.

### 4.1 Tieliikenteessä yleisesti sallitut ajoneuvon ja ajoneuvoyhdistelmän massat

Suomen teillä liikkuvien ajoneuvojen suurimmat sallitut akseli- ja telimassat, autojen kokonaismassat sekä auton ja perävaunun yhdistelmien kokonaismassat määritellään valtioneuvoston asetuksessa "Asetus ajoneuvojen käytöstä tiellä 4.12.1992/1257". Vuoden 2013 lokakuun alkuun asti suurimmat sallitut ajoneuvojen massat oli määriteltty asetusmuutoksessa "Asetus ajoneuvojen käytöstä tiellä annetun asetuksen muuttamisesta 670/1997". Muutoksen mukaan ajoneuvon suurin sallittu kokonaismassa on 18–38 t riippuen akselien lukumäärästä, ajoneuvon rengastuksesta sekä jousituksesta. Ajoneuvoyhdistelmän suurin sallittu kokonaismassa on 48–60 t riippuen myös akselien lukumäärästä ja perävaunun ominaisuuksista. Vetävälle akselille suurin sallittu akselimassa on 11,5 t ja muille yksittäisakseleille 10 t. Suurimmat sallitut telimassat ovat kaksiakseliselle telille 11,5–19 t ja kolmiakseliselle telille 21–24 t. Perävaunuille vastaavasti suurimmat sallitut telimassat ovat kaksiakseliselle telille 11–20 t ja kolmiakseliselle telille 21–24 t. (Asetus ajoneuvojen käytöstä tiellä annetun asetuksen muuttamisesta, 1997)

Lokakuussa 2013 tuli voimaan asetusmuutos "Valtioneuvoston asetus ajoneuvojen käytöstä tiellä annetun asetuksen muuttamisesta, 407/2013", jossa korotettiin ajoneuvojen suurimpia sallittuja kokonaismassoja sekä ajoneuvon korkeutta. Asetuksessa määriteltiin sekä pysyviä korotuksia, että viiden vuoden siirtymäajalle määräaikaisia korotuksia. Määräaikaiset korotukset ovat voimassa 30.4.2018 asti. Asetuksen voimaantulon jälkeen ajoneuvoyhdistelmän suurin sallittu kokonaismassa nousi 60 tonnista 76 tonniin, kaksiakselisen telin telimassa enimmillään 19 tonnista 21 tonniin, kolmiakselisen enimmillään 24 tonnista 27 tonniin. Myös ajoneuvon suurin sallittu korkeus nousi 4,20 metristä 4,40 metriin. Asetuksen voimaantulon tuomat muutokset suurimpiin sallittuihin massoihin on esitetty taulukossa 4.1. (Valtioneuvoston asetus ajoneuvojen käytöstä tiellä annetun asetuksen muuttamisesta, 2013)

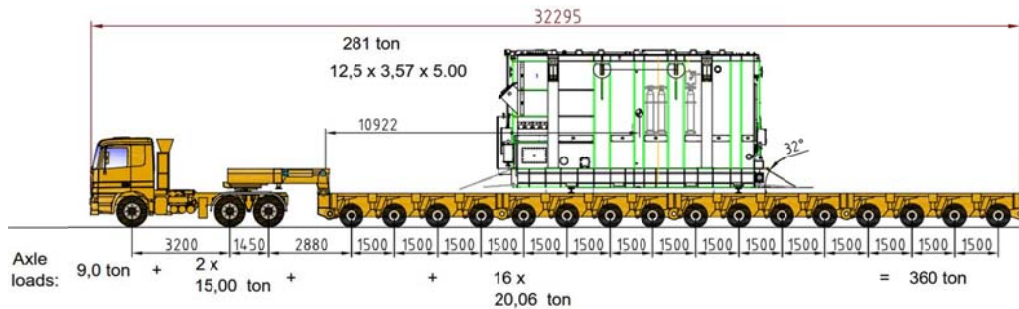
*Taulukko 4.1. Valtioneuvoston asetuksen 407/2013 mukaiset pysyvät sekä siirtymäajan muutokset suurimpiin sallittuihin massoihin. (Valtioneuvoston asetus ajoneuvojen käytöstä tiellä annetun asetuksen muuttamisesta, 2013)*

Kuorma-auto-/telityyppi	Enimmäismassa ennen asetuksen voimaantuloa	Enimmäismassa asetuksen voimaantulon jälkeen
Neliakselinen kuorma-auto <sup>1)</sup>	32 t	35 t
Viisiakselinen kuorma-auto	38 t	42 t
Kahdeksanakselinen ajoneuvoyhdistelmä	60 t	64 t
Kahdeksanakselinen ajoneuvoyhdistelmä <sup>2)</sup>	60 t	68 t
Vähintään yhdeksänakselinen ajoneuvoyhdistelmä	60 t	69 t
Vähintään yhdeksänakselinen ajoneuvoyhdistelmä <sup>2)</sup>	60 t	76 t
Kuorma-auton kaksiakselinen teli <sup>3)</sup>	18/19 t	21 t
Kuorma-auton kolmiakselinen teli <sup>4)</sup>	24 t	27 t
Siirtymäajan aikaiset suurimmat sallitut massat:		
Kaksiakselinen kuorma-auto	18 t	20 t
Kolmiakselinen kuorma-auto <sup>1)</sup>	26 t	28 t
Seitsemänakselinen ajoneuvoyhdistelmä	60 t	64 t
<p>1) Vetävä akseli varustettu paripyörin ja ilmajousitettu tai varustettu ilmajousitusta vastaavaksi tunnustetulla jousituksella taikka jos kukin vetävä akseli on varustettu paripyörin eikä yhdellekään akselille kohdistuva massa ylitä 10,5 tonnia.</p> <p>2) Jos vähintään 65 % perävaunun massasta tai perävaunujen massasta yhteensä kohdistuu akselille, jotka on varustettu paripyörin.</p> <p>3) Akseliväli vähintään 1,3 metriä mutta pienempi kuin 1,8 metriä ja telin kumpikin akseli on varustettu paripyörin sekä ilmajousitettu tai varustettu ilmajousitusta vastaavaksi tunnustetulla jousituksella taikka jos telin kumpikin akseli on vetävä ja varustettu paripyörin eikä yhdellekään akselille kohdistuva massa ylitä 10,5 tonnia</p> <p>4) Akselien etäisyys vähintään 1,3 metriä ja vähintään kaksi telin akseleista on varustettu paripyörin.</p>		

Ylitettäessä edellä olevassa taulukossa 4.1. esitetyt massat kyseessä on erikoiskuljetus, jonka suorittamiseen tarvitaan erillinen erikoiskuljetuslupa. Erikoiskuljetuslupien myöntämisen ehtona on ollut tapana vaatia maaperälausunto kuljetuksen kokonaismassan ylittäessä 200 tonnia (Pirkanmaan ELY-keskus, 2016). Tätä rajaa ei ole missään laissa tai ohjeissa erikseen määritetty, vaan siitä on ajan myötä muodostunut toimivaksi havaittu käytäntö. Muutos 200 tonnin rajaan on mahdollista tehdä, mikäli tämän selvityksen yhteydessä se todetaan tarpeelliseksi.

## 4.2 Kaluston vaatimukset

Liikenne- ja viestintäministeriön asetuksen 786/2012 mukaan erikoiskuljetukseen käytettävän ajoneuvon tulee olla siihen tarkoitukseen hyväksytty erikoiskuljetusajoneuvo, jos se kuormaamattomana ylittää tiellä yleisesti sallitut mitat tai on hyväksytty kuormattuna tai kuormaamattomana tiellä yleisesti sallitut massat ylittävään kuljetukseen. (LVMa, 13.12.2012/786) Kuvassa 4.1. on esitetty esimerkki raskaan suurmuuntajan kuljettamiseen käytettävästä ajoneuvokokoonpanosta.



Kuva 4.1. Esimerkki raskaan suurmuuntajan kuljettamiseen käytettävästä ajoneuvokokoonpanosta. (Nostokonepalvelu, 2016)

Erikoiskuljetus on kuormattava niin tai siinä on käytettävä sellaista vetävää ajoneuvoa taikka ajoneuvoja, että ajoneuvon tai ajoneuvoyhdistelmän kokonaismassasta vetäviin akseliin kohdistuu vähintään 20 % kokonaismassasta, jos se on yli 60 t. Jos yhdistelmän kokonaismassa on yli 150 t, vetäviin akseliin tulee kohdistua vähintään 15 % yhdistelmän kokonaismassasta, kuitenkin vähintään 30 t. (LVMa, 13.12.2012/786)

Vetoauton tai vetoautojen moottoritehon tulee ylittää 300 kW vähintään 1,0 kW jokaista tonnia kohden, jolla kuljetuksen kokonaismassa ylittää 60 t. Yhteenlasketun moottoritehon ei kuitenkaan tarvitse ylittää 750 kW. Kuljetuksessa voidaan käyttää useampia veto- tai työntöautoja. (LVMa, 13.12.2012/786)

Raskaassa erikoiskuljetuksessa ylittyvien massojen vuoksi nopeutta voidaan joutua rajoittamaan. Ajoneuvojen kuljettaminen enintään 80 km/h nopeudella voidaan sallia vain, jos käytetään enintään ajoneuvon valmistajan ilmoittamaa rakenteellista kokonaismassaa. Suurin sallittu nopeus on 60 km/h massojen vuoksi, jos neljällä renkaalla varustettuun akseliin kohdistuva massa on yli 13 t, kahdeksalla renkaalla varustettuun akseliin kohdistuva massa on yli 20 t tai vähintään neljällä renkaalla varustettuun vähintään kahdesta pendeliakselista muodostuvaan akselilinjaan kohdistuva massa on yli 14 t. Seuraavin ehdoin suurin sallittu nopeus on sen sijaan 40 km/h: neljällä renkaalla varustettuun akseliin kohdistuva massa on yli 15 t, kahdeksalla renkaalla varustettuun akseliin kohdistuva massa on yli 23 t tai vähintään neljällä renkaalla varustettuun vähintään kahdesta pendeliakselista muodostuvaan akselilinjaan kohdistuva massa on yli 16 t. Jos renkaiden kantavuus ei vastaa kyseiselle akselille kohdistuvaa massaa, ajoneuvoa saa kuitenkin kuljettaa tiellä enintään rengasvalmistajan sallimalla, akselille kohdistuvasta massasta riippuvalla alennetulla nopeudella. (LVMa, 13.12.2012/786)

Kuvassa 4.2. on helmikuussa 2016 Kokkolassa 295 tonnin painoisen muuntajan kuljetuksessa käytetty itsevetävä alusta. Kyseinen alusta on tarkoitettu käytettäväksi alhaisilla nopeuksilla yleisen tieverkon ulkopuolella ja valmistajan mukaan kahdeksalla renkaalla varustetulle akselille suurin sallittu kuorma on 36 tonnia.





Kuva 4.2. Suurmuuntaja ja itsevetävä alusta, jota käytetään yleisen tieverkon ulkopuolella. (Savolainen, L., 2016)

Erikoiskuljetusperävaunun jarruista on säädetty liikenne- ja viestintäministeriön asetuksessa 786/2012 seuraavaa: perävaunun käyttöjarruja yleisesti koskevien säännösten sijasta voidaan hieman poiketa kohdan 11 § momenttien 2-6 mukaisesti. Erillisten selvitysten ja raporttien mukaan voidaan hyväksyä erilaisia jarruja kunhan tietyt edellytykset täyttyvät. Enimmäisnopeudella 40 km/h laskennallinen jarruvoima on oltava 35 % suurimmasta staattisesta pyöräkuormituksesta täyteen kuormatulla ja kuormaamattomalla perävaunulla. Vastaavasti enimmäisnopeudella 60 km/h jarruvoima on oltava 40 %. Jarrujen vaatimuksenmukaisuus osoitetaan ilmoitetun tutkimuslaitoksen tai hyväksytyn asiantuntijan antamalla lausunnolla. Myöskään jarrujärjestelmästä mitattu jarrujen kytkentäviive ei saa ylittää 0,8 s. (LVMa, 13.12.2012/786)

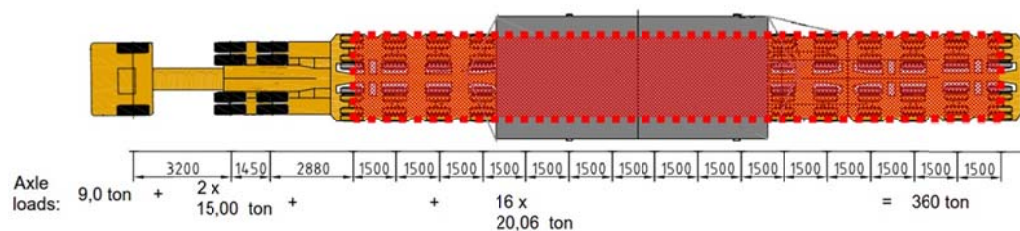
Kuten edellä olevien kappaleiden lakitekstistä poimittujen yksityiskohtien perusteella voidaan huomata, erikoiskuljetusten suorittaminen maantieverkolla on tarkoin säädeltyä toimintaa. Raskaimpien kuljetusten suorittajia ja kalustoa on Suomessa vain vähän, joten kuljetuksiin käytettävä kalusto on melko vakiintunutta.

## 4.3 Kuormat

Tavanomaisesti maanvaraisten tiepenkereiden ja leikkausten yhteydessä stabiliteettitarkasteluissa käytetään liikennekuormaa  $10 \text{ kN/m}^2$ , joka vastaa täyteen lastatun normaalin ajoneuvoyhdistelmän massan aiheuttamaa pintapainetta. Siltojen ja paalulaattojen mitoituksessa käytetään sen sijaan huomattavasti suurempia kuormia ja erilaisia kuormitusyhdistelyjä. Enimmillään esimerkiksi paalulaatan mitoituksessa käytetään Liikenneviraston laatiman Eurokoodin soveltamisohjeen NCCI 1 mukaisen kuormakaavion LM1 yhteydessä teliakseleiden kohdalla tasaisesti jakautuneen kuorman arvoa  $84 \text{ kN/m}^2$ . (Liikennevirasto, 2011) Tällainen kuorma vaikuttaa vain hyvin pienellä alueella kerrallaan. Tarkasteltaessa pitkänomaisia kuormia pitkällä alustalla, kuten pitkät erikoiskuljetusajoneuvot tiepenkerein päällä, on tarkasteluissa käytettävät kuormat mielekästä valita todenmukaisen käytössä olevan kaluston ja toteutuneiden kuljetusten perusteella.

Pirkanmaan ELY-keskuksen, joka myöntää keskitetysti luvat erikoiskuljetuksiin maanlaajuisesti, myöntämien lupien ja lupien ennakkopäätösten perusteella voidaan arvioida millaisia kuormia kuljetuksissa voi tyypillisesti tai enimmillään esiintyä. Luvussa 4.2 käsiteltiin lakitekstiä liittyen kuljetusten vaatimuksiin. Vaatimukset keskittyivät ainoastaan akselimassoihin, eikä säädöksissä oteta lainkaan kantaa pintakuorman suuruuteen. Suurimmat sallitut akselimassat ja fyysiset reunaehdot asettavat kuitenkin maksimin muodostuvalle pintakuormalle.

Poikkeuksellisen raskaan erikoiskuljetuksen aiheuttama, stabiliteetin kannalta merkitsevä pintapaine muodostuu käytännössä aina kappaletta kannattelevan perävaunun peräkkäisten akselien alueelle. Kuvassa 4.3. on esitetty, miltä alueelta merkitsevä pintapaine lasketaan esimerkkitapauksessa. Akselivälin ollessa 1,5 m kaluston leveydellä 3,0 m, tässä 16 raskasta 20,06 tn akselia kohdistavat kuormituksen 22,5 m pitkälle ja 3,0 m leveälle punaisella merkitylle alueelle. Tällöin 3,15 MN voima kohdistuu 67,5 m<sup>2</sup> alueelle, aiheuttaen 46,6 kN/m<sup>2</sup> pintakuorman. Joissain tapauksissa vetoauton vetävien akselien akselipainot voivat olla suurempia kuin itse taakan alla. Vetäviä aksleita on useimmiten kuitenkin vain kaksi ja niiden etäisyys perävaunun raskaisiin akselisiin on suuri, minkä vuoksi niitä ei sisällytetä stabiliteetin kannalta merkitsevän pintapaineen laskemiseen.



Kuva 4.3 Alue, josta stabiliteetin kannalta merkitsevä pintapaine lasketaan raskaassa erikoiskuljetuksessa. Muokattu lähteestä (Nastokonepalvelu, 2016).

Myönnettyjen erikoiskuljetuslupien perusteella kokonaismassaltaan suurin toteutunut kuljetus on ollut luvan mukaan massaltaan 478,3 tn Rovaniemellä syksyllä 2015. Samaa suuruusluokkaa, noin 450 tn on esiintynyt muissakin myönnettyissä lupapäätöksissä ja ennakkopäätöksissä (Pirkanmaan ELY-keskus, 2016). Suurimpia toteutuneita kuljetuksia on tarkasteltu tässä työssä lupapäätösten perusteella ja näistä oleelliset tiedot on koottu taulukkoon 4.2. Taulukosta nähdään, että raskaimmissa, noin 450 tn kuljetuksissa pintapaine on ollut kaikissa kolmessa tarkasteltavassa tapauksessa samassa noin 45..48 kN/m<sup>2</sup> suuruusluokassa.

Taulukko 4.2. Lupapäätösten tiedot massaltaan noin 450 tn erikoiskuljetuksista. (Pirkanmaan ELY-keskus, 2016)

Lupapäätös	04/4869/2015	Lupapäätös	04/6988/2013
Kokonaismassa [tn]	478,3	Kokonaismassa [tn]	457,92
Korkeus maasta [m]	6,2	Korkeus maasta [m]	6,4
Leveys [m]	3	Leveys [m]	3
Pituus [m]	60	Pituus [m]	60
Suurin pintapaine [kPa]	45,3	Suurin pintapaine [kPa]	47,7

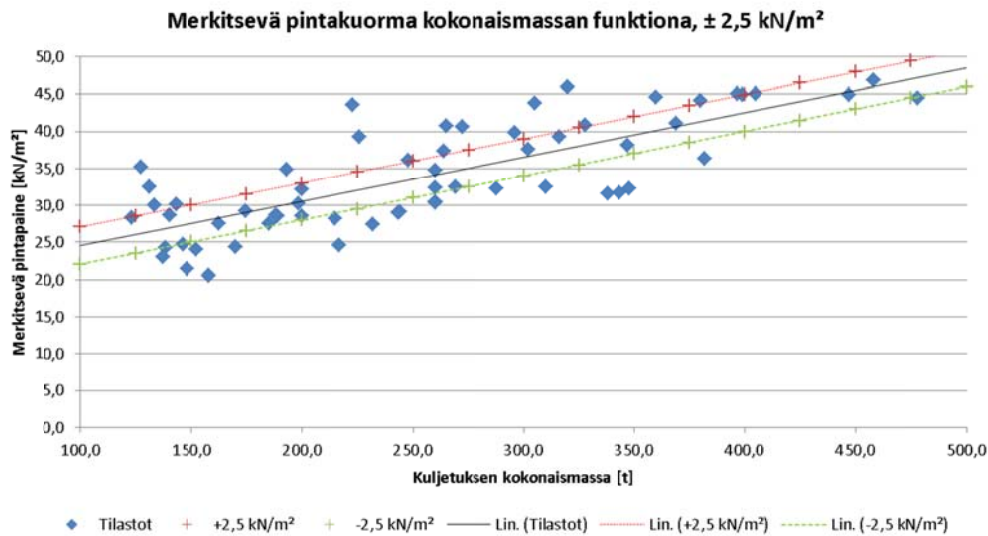
Lupapäätös	04/6114/2012
Kokonaismassa [tn]	446,96
Korkeus maasta [m]	6,4
Leveys [m]	3
Pituus [m]	50
Suurin pintapaine [kPa]	45,8

Kahdessa vähemmän raskaassa, toisistaan kuitenkin selkeästi massaltaan poikkeavassa 219,5 tn ja 322,4 tn kuljetuksissa muodostuneet pintapaineet ovat olleet selkeästi alhaisempia kuin edellisissä noin 450 tn kuljetuksissa. Näissä pintapaine on ollut noin 31..32 kN/m<sup>2</sup>, joka sekin on yli kolminkertainen normaalin tieliikenteen rasakaimpiin kuormiin verrattuna.

Taulukko 4.3. Lupapäätösten tiedot massaltaan noin 220 tn ja 320 tn erikoiskuljetuksista. (Pirkanmaan ELY-keskus, 2016)

Lupapäätös	04/66/2016 ver 2	Lupapäätös	04/2822/2012 ver 3
Kokonaismassa [tn]	322,4	Kokonaismassa [tn]	219,5
Korkeus maasta [m]	6,7	Korkeus maasta [m]	6,3
Leveys [m]	3	Leveys [m]	3
Pituus [m]	60	Pituus [m]	36
Suurin pintapaine [kPa]	31,2	Suurin pintapaine [kPa]	31,8

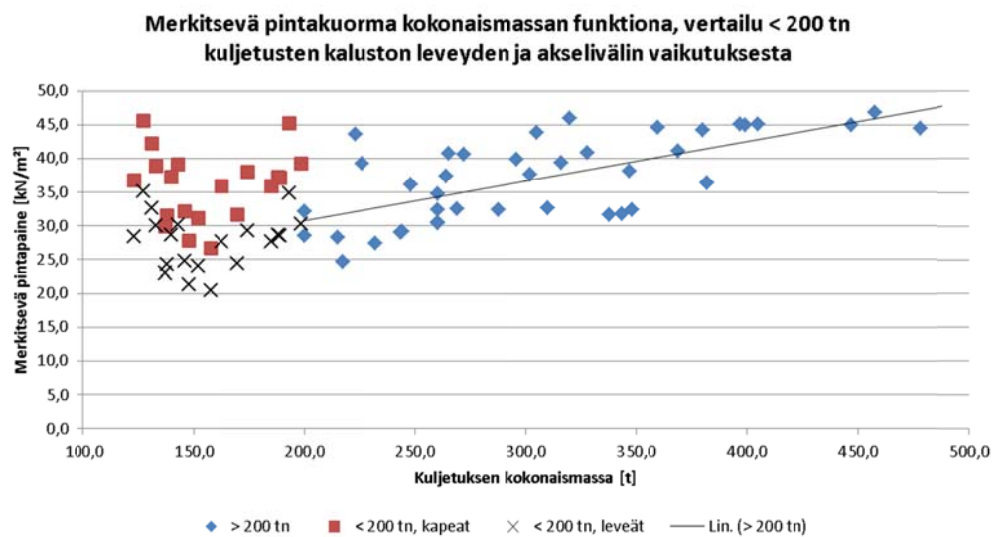
Kuljetusten pintakuormat ovat merkittävä asia tämän työn kannalta, joten niihin on paneuduttu myös toisesta näkökulmasta. Tutkimuksessa oli käytettävissä vuosien 2007...2011 lupatilastot, joissa oli useiden muiden erikoiskuljetuslupia koskevien tietojen muassa kokonaismassat ja akselistokokoonpanot. Näiden avulla laskettiin 60 eri kuljetuksen merkitsevät pintakuormat. Tarkasteltavat kuljetukset olivat massaltaan 123...478 tn. Otoksen kuljetusten merkitsevät pintapaineet on esitetty kuvassa 4.4. kokonaismassan funktiona. Lupatilastoissa ei ollut tietoa kaluston leveydestä ja tieto akseliväleistä oli vaihtelevaa tai sitä ei ollut lainkaan. Kuvan 4.4 tulokset on saatu oletuksella, että kaluston leveys on 3,0 m ja akseliväli 1,5 m.



Kuva 4.4. Merkitsevä pintakuorma kokonaismassan funktiona. 60 erikoiskuljetusluvan otos vuosilta 2007–2011. Oletettu kaluston leveys 3,0 m ja akseliväli 1,5 m.

Kuvasta 4.4 voidaan tehdä muutama tärkeä havainto. Excel-tilaukkolaskentaohjelmassa kuvaajaan sovitettu lineaariseen regressioon perustava suuntaviiva näyttää osoittavan melko hyvin, kuinka paljon pintapaine keskimäärin nousee kuljetuksen kokonaismassan noustessa välillä 150...500 tn. Kuvaajaan on lisätty myös  $\pm 2,5 \text{ kN/m}^2$  viivat, jotka auttavat hahmottamaan suuruusluokkien vaihtelua. Suuntaviivan, tai erityisesti  $+2,5 \text{ kN/m}^2$  viivan, yläpuolella olevat tapaukset ovat tierakenteen ja pohjamaan kannalta huonoja tapauksia, kun taas  $-2,5 \text{ kN/m}^2$  viivan alapuolella olevat ovat hyviä tapauksia, joissa tieverkkoa on onnistuttu säästämään ylimääräiseltä rasitukselta.

Kaikkein raskaimmista kuljetuksista valtaosa suoritetaan hyvin vakioituneella erikoiskuljetuskalustolla, jossa lavetissa on vähintään 10 akselia, akseliväli 1,5 m ja leveys 3,0 m. Kokonaismassaltaan 150...200 tn kuljetuksissa kalustossa voi sen sijaan olla hienoista vaihtelua leveyden ja akselivälien suhteen. Leveys voi olla näissä 3,0 m sijaan 2,75 m tai 2,55 m ja tyypillinen akseliväli 1,50 m ohella on 1,36 m. Alle 150 tn kuljetuksissa akselistokokoonpano saattaa vaihdella suurestikin ja kuljetuksen raskaimmat osat saattavat jakautua useammille raskaasti kuormitetuille akseliryhmille. Näissä tavataan harvoin 3,0 m leveitä kalustoja ja tyypillinen akseliväli on luokkaa 1,36 m. (Pikkuharju, 2016) Tämän vuoksi kuvan 4.5 laskentaoletuksiin on tehty pieniä muutoksia kuvan 4.4 oletuksiin verrattuna. Kuvassa 4.5 on esitetty alle 200 tn kuljetusten pintakuormalle vertailun vuoksi pahin realistisesti mahdollinen ääriesimerkki olettaen laskennassa kaluston olevan 2,55 m leveä ja akselivälin olevan 1,36 m. Kuvaajassa kyseisten tapausten merkitsevät pintakuormat on merkitty punaisella neliöllä ja vertailun vuoksi edellisen kuvan 4.4 laskentaoletusten mukaiset merkitsevät pintakuormat mustalla rastilla. Kuvaajasta voidaan havaita, että näiden muuttujien merkitys pintakuorman kannalta on merkittävä. Todellisuudessa osa näistä kuljetuksista on tuottanut punaisen neliön mukaisen pintakuorman, osa mustan rastin mukaisen kuorman ja osa kuorman näiden väliltä.



**Kuva 4.5**      *Merkitsevä pintakuorma kokonaispainon funktiona. Laskentaoletukset poikkeavat kuvan 4.4 oletuksista siten, että < 200 tn kuljetusten kaluston leveys on 2,55 m ja akseliväli 1,36 m.*

Yksi äärimmäinen esimerkki on tarkastelluista luvista kokonaismassaltaan yksi kevyimmistä kuljetuksista (127,2 tn), joka aiheuttaa raskaimpien viiden akselin alueelta laskentaoletuksista riippuen pintapaineen 35,2 kN/m<sup>2</sup> tai 45,6 kN/m<sup>2</sup>. Tällainen pintapaine vastaa keskimäärin huomattavasti raskaampaa, noin 300...450 tn kuljetusta. Kuorma kohdistuu niin pienelle alueelle, ettei se välttämättä aiheuta merkittävää vakavuusriskiä, mutta tien pintarakenteet joutuvat hyvin suuren rasituksen alaisiksi.

Tärkeä huomio kuvasta 4.4 on se, että kaikilla kuljetusten kokonaismassoilla esiintyy reilusti suuntaviivaa korkeampia pintakuorman arvoja. Nykyinen 200 tonnin raja selvitykselle tierakenteen ja pohjamaan kantokyvystä raskaissa erikoiskuljetuksissa ei motivoi kuljetuksen suorittajia valikoimaan kuljetukseen käyttämäänsä kalustoaan väyläinfraa säästään. Jatkossa voisi olla suositeltavaa vaatia lupa esimerkiksi jonkin seuraavista ehdoista täyttyessä: kokonaismassa yli 250 tn, tai kokonaismassan ollessa 170...250 tn kuorman aiheuttama merkitsevä pintapaine yli 30 kN/m<sup>2</sup> tai yli 2,5 kN/m<sup>2</sup> enemmän, kuin kyseisellä kokonaismassalla on keskimäärin ollut toteutuneiden lupien perusteella. Ehdotukseni mukaan alle 170 tn kuljetukset voitaisiin jatkossakin jättää selvitysten ulkopuolelle. Tämä voisi olla myös kaksipuolainen siten, että alle 250 tn kuljetuksissa tarkastelu olisi suppeampi ja yli 250 tn kuljetuksissa nykyisen kaltainen.

Tässä luvussa esiteltyjen kuljetuslupien tietojen pohjalta tutkimuksessa on päätetty käyttää laskennallisiin tarkasteluihin kahta eri erikoiskuljetuskuormaa, 32 kN/m<sup>2</sup> ja 48 kN/m<sup>2</sup>. Pienempi valituista kuormista edustaa poikkeuksellisen raskaista kuljetuksista kevyimpiä. Suurempi taas edustaa aivan raskaimman ääripään kuljetuksia mitä Suomessa on tehty ja voidaan nähdä tehtävän.

## 5 Nykyiset mitoituskäytännöt

Tierakenteen mitoitus on tehtävä, jossa kohteena oleva tierakenne suunnitellaan kestämään sille kohdistetut ajoneuvokuormat riittävän vähäisellä deformaatiolla ja sidotujen kerrosten väsymisellä. Lisäksi tierakenteessa ei saa esiintyä liian suuria routanousun aiheuttamia epätasaisuuksia eikä halkeamia. Huomioon on otettava myös kylmähalkeamat, alusrakenteen painumat ja tiepenkereen stabiliteetti.

Käytännöt tierakenteen suunnittelussa ovat hieman erilaiset eri pohjoismaissa. Tässä tutkimuksessa on olennaista tutustua erityisesti Suomen käytäntöihin, mutta vertailukohdan saamiseksi on hyvä selvittää karkealla tasolla myös pohjoismaisten naapurimaiden Ruotsin ja Norjan suunnittelumenettelyt. Tässä tutkimuksessa tarkastellaan tierakenteen mitoituskäytäntöjä kuormituskestävyyden ja vakavuuden osalta raskaiden erikoiskuljetusten näkökulmasta. Routanousu ja -halkeamat sekä kylmähalkeamat jätetään käsittelemättä, sillä ne eivät ole oleellisia kantokestävyyden kannalta raskaissa tiekuljetuksissa.

### 5.1 Suomen nykyiset mitoituskäytännöt

Suomessa tierakenteen kuormituskestävyyksimitoitukseen on käytössä 2004 julkaistu Tiehallinnon (nyk. Liikennevirasto) ohje, jonka mukaan yleisillä teillä suunnittelu tulee tehdä (Tiehallinto, 2004b). Vaikka ohjeet ovat selkeät, ne antavat suunnittelijalle vapauden valita useasta eri menetelmästä mitoitukseen käytettävän tavan tai yhdistelmän useammasta eri tavasta. Tässä luvussa esitetään yleinen liikennemääriin perustuva kuormituskertaluvun määrittäminen ja lyhyesti siihen liittyvät erikoistapaukset. Tierakenteen kuormituskestävyyksimitoituksessa ei oteta huomioon poikkeuksellisen suuria erikoiskuljetuskuormia, vaan teiden päällysrakenteet mitoitetaan tavanomaisen liikenteen aiheuttaman kuormituksen mukaisesti.

Vakavuusmitoituksessa noudatetaan Suomessa Liikenneviraston ohjeita 10/2012, Tien geotekninen suunnittelu (Liikennevirasto, 2012b) ja 35/2013, Eurokoodin soveltamisohje, Geotekninen suunnittelu – NCCI 7. Käytännössä katsoen vakavuustarkastelut tulee tehdä itse tierakenteelle sekä koko vaikutusalueelle, mikäli suuruusluokkatarkastelujen perusteella vakavuus ei ole selvästi riittävä. Tässä luvussa esitetään vakavuusmitoituksen peruseriaatteet, vaaditut varmuustasot ja käytettävät kuormat.

#### 5.1.1 Kuormituskestävyyksimitoitus

Liikenteen aiheuttamaa raskautta kuvataan kuormituskertaluvulla (KKL) eli standardi-akselin (100 kN yksittäinen paripyöräakseli) ylityskertojen lukumäärällä. Raskaissa erikoiskuljetuksissa yksittäisen akselin paino voi olla jopa yli 200 kN. Kaikkein raskaimmissa erikoiskuljetuksissa käytetään akseleita, joissa on neljän pyörän sijasta kahdeksan pyörää, mutta neljälläkin pyörällä varustetuilla akseleilla painoa voi olla huomattavasti standardiakselia enemmän. Sallituista akselipainoista on kerrottu tarkemmin luvussa 4.2. Liikennevirasto ohjeistaa laskemaan kuormituskertaluvun kais-takohtaisesti. Kuormituskertaluku lasketaan 20 vuoden ajalta, vaikka rakenne kestää todellisuudessa pidemmän ja päällyste lyhyemmän ajan. (Tiehallinto, 2004b)

VTT:n tutkimusten mukaan erilaisille akseleille voidaan määrittää vastaavuuskertoimet neljänneksen potenssin säännöllä. Tämä tarkoittaa sitä, että akselipainon ylittäessä standardiakselin 100 kN, tierakenteen vaste ei kasva lineaarisesti, vaan eksponentiaalisesti neljännessä potenssissa. Näin ollen esimerkiksi normaalin täyteen lastatun kuorma-auton viisi akselia (vastaavuuskerroin 1,5) vastaavat 7,5 standardiakselia, kun taas esimerkiksi jo pelkästään erikoiskuljetusajoneuvon perävaunun viisi 150 kN akselia (vastaavuuskerroin 5,1) vastaavat 25,5 standardiakselia. (Pihlajamäki, 2001) Tällöin jo yksi suhteellisen kevyen erikoiskuljetuksen akseliryhmä vastaa yli kolmea täyteen lastattua viisiakselista kuorma-autoa. Erikoiskuljetuksia ei oteta tällä tavalla huomioon tavallisessa tierakenteen suunnittelussa, mutta edellä kuvattu esimerkki antaa suuntaa siitä, kuinka suuren rasituksen tierakenteelle yksi erikoiskuljetus voi aiheuttaa.

Lähtötietoina KKL:n laskentaan tarvitaan tarkasteltavan tien keskimääräinen vuorokausiliikenne (KVL), ajoneuvoyhdistelmien määrä vuorokaudessa ( $KA_{YHD}$ ), muiden raskaiden ajoneuvojen määrä vuorokaudessa ( $KA_{MUU}$ ), täysien ajoneuvoyhdistelmien määrä vuorokaudessa ( $KA_{YHD.TÄYSI}$ ), tyhjien ajoneuvoyhdistelmien määrä vuorokaudessa ( $KA_{YHD.TYHJÄ}$ ) ja tien leveyskerroin ( $L$ ), joka saadaan erillisestä taulukosta. Tien leveyskertoimeen vaikuttavat kaistan ja viereisen pientareen yhteisleveys ja tien sisäluisen kaltevuus. (Tiehallinto, 2004b)

Kaksikaistaisille teille  $KKL_{KAISTA}$ :n laskemiseen on käytettävissä kolme eri laskentatapaa riippuen saatavilla olevista lähtötiedoista. Tavan A mukaan laskenta tehdään seuraavasti: kun KVL on suurempi kuin 600 ajon/d ja kohteesta on käytettävissä luotettava liikennelaskentatulokset ja -ennuste, tulos saadaan kaavasta 5.1. (Tiehallinto, 2004b)

$$KKL_{KAISTA} = L * (2,9 * KA_{YHD} + 0,8 * KA_{MUU}) * 7300 \quad (5.1)$$

Tapaa B käytetään, kun tarkkaa ja luotettavaa liikennelaskentatietoa ei ole käytettävissä tai jos tien KVL on pienempi kuin 600 ajon/d. Tällöin käytetään tieluokkakohdaisia kaavoja. Tavassa B  $KKL_{KAISTA}$  saadaan kaavoista 5.2...5.5. (Tiehallinto, 2004b)

$$KKL_{KAISTA} = 0,20 * L * KVL_{SUUNTA} * 7300 \quad \text{valta- ja kantatiet} \quad (5.2)$$

$$KKL_{KAISTA} = 0,12 * L * KVL_{SUUNTA} * 7300 \quad \text{seututiet} \quad (5.3)$$

$$KKL_{KAISTA} = 0,09 * L * KVL_{SUUNTA} * 7300 \quad \text{yhdystiet} \quad (5.4)$$

$$KKL_{KAISTA} = 0,14 * L * KVL_{SUUNTA} * 7300 \quad \text{seutu- ja yhdystiet, kun raskaista ajoneuvoista täysin kuormattuja on 20...25 \%}. \quad (5.5)$$

Tapaa C käytetään vähäliikenteisille teille, joilla on selvä raaka-ainelähde tai -kohde, johon kuljetukset tehdään vain toiseen suuntaan täydellä kuormalla ja vain toinen kaista kuormittuu. Tavan C mukainen  $KKL_{KAISTA}$  lasketaan kaavalla 5.6. (Tiehallinto, 2004b)

$$KKL_{KAISTA} = L * (4,6 * KA_{YHD.TÄYSI} + 1,9 * KA_{YHD.TYHJÄ} + 0,8 * KA_{MUU}) * 7300 \quad (5.6)$$

Useimmiten ajolinjoista muodostuu tielle neljä pyöräuraa. Jos kapealle tielle syntyy vain kolme uraa, niin keskiuran otaksutaan käyttäytyvän samalla tavalla kuin reunaurat. Leveyskerroin on siis sama pyöräurien lukumäärän ollessa kolme tai neljä.

Kaksikaistaisen tien alle 2,5 m leveät pientareet mitoitetaan kuten viereinen ajokaista. Useampikaistaisen tien ollessa kyseessä pääkaista mitoitetaan täydelle KKL<sub>SUUNTA</sub>-arvolle kun taas muiden kaistojen ja pientareiden yhteydessä käytetään alennettuja kuormituskertalukuja. (Tiehallinto, 2004b)

Kuormituskertalukujen ja kohteeseen valitun päällysteen perusteella tielle valitaan kuormitusluokka, jonka perusteella Tiehallinnon ohjeen Tierakenteen suunnittelu taulukoiden perusteella määritetään tavoitekantavuus. Näin määritetty tavoitekantavuus pyritään saavuttamaan päällysrakenteen mitoituksessa. Kuormitusluokat ovat järjestyksessä vähäliikenteisimmästä vilkasliikenteisimpään 0,1, 0,4, 0,8, 2,0, 6,0, 10,0 ja 25,0. Tavoitekantavuuden arvot ovat alimmassa kuormitusluokassa päällysteestä riippuen välillä 115...170 MPa ja korkeimmassa kuormitusluokassa samaten päällysteestä riippuen välillä 475...520 MPa. (Tiehallinto, 2004b)

Paikoissa, joissa raskaan liikenteen voidaan odottaa ajavan hiljaa, on suurentunut deformaatoriski. Tierakenteen suunnittelu -ohjeen mukaan tämä otetaan huomioon kuormitusluokissa 6,0, 10,0 ja 25,0 valo-ohjatuissa ja väistämisvelvollisissa liittymisissä 100 m ennen ja 60 m pysähtymisviivan jälkeen, bussikaistoilla sekä muissa paikoissa, joissa raskas liikenne pysähtyy tai ajaa hiljaa. Näissä kohteissa suunnitteluohjeissa määrätään käytettäväksi erityisiä ratkaisuja, joilla deformaatioiden muodostumista voidaan ehkäistä. (Tiehallinto, 2004b)

Kuormituskestävyysmitoitus tehdään tavanomaisesti jäljempänä esitetyllä Odemarkin mitoituskaavalla käyttäen sen lisäehtoja 1 ja 2. Mitoituksen lähtötiedoiksi tarvitaan vaadittu päällystetyyppi, tavoitekantavuus, päällystekerrosten vähimmäispaksuus ja pohjamaan tai penkereen kantavuus. (Tiehallinto, 2004b) Ohjeelliset rakennekerrosten moduulit on esitetty julkaisun "Tietoa tiensuunnitteluun 71" kulloinkin voimassa olevassa versiossa (Tiehallinto, 2005).

Uusilla teillä alustana on alusrakenne, joka voi olla luonnon pohjamaa tai rakennettu penger. Mitoituksessa käytettävä alusrakenteen kantavuus määritetään kohdan 2.3 mukaisesti. Odemarkin mitoituskaavaa käytettäessä sopiva kerrospaksuus sitomattomille maakerroksille on normaalisti 200...300 mm ja lisäehtoa 1 käytettäessä 150...200 mm. Tätä paksummat kerrokset jaetaan laskennassa osiin. Odemarkin mitoituskaava on seuraavanlainen: (Tiehallinto, 2004b)

$$E_P = \frac{E_A}{\left(1 - \frac{1}{\sqrt{1 + 0,81 * \left(\frac{h}{a}\right)^2}}\right) \frac{E_A}{E} + \frac{1}{\sqrt{1 + 0,81 * \left(\frac{h}{a}\right)^2} \left(\frac{E}{E_A}\right)^{\frac{2}{3}}}}$$

jossa

- $E_P$  = mitoitettavan kerroksen päältä saavutettava kantavuus (MPa)
- $E_A$  = mitoitettavan kerroksen alta saavutettu kantavuus (MPa)
- $E$  = mitoitettavan kerroksen materiaalin E-moduuli (MPa)
- $h$  = mitoitettavan kerroksen paksuus



Odemarkin mitoituskaavan käytössä on Tierakenteen suunnittelu -ohjeen mukaan käytössä kaksi lisäehtoa. Lisäehto 1: sitomattoman kerroksen käyttökelpoinen E-moduuli on enintään  $6 \cdot E_A$  ja osittain sidottujen enintään  $n \cdot E_A$ , missä kerroin  $n$  saadaan julkaisusta Tietoa tiensuunnitteluun. Lisäehto 2: Yhteenliimaantuneet, ehjät bitumilla sidotut kerrokset, joiden  $E \geq 1500$  MPa, lasketaan yhtenä kerroksena, jonka moduuliksi otetaan osakerrosten moduulien paksuuksilla painotettu keskiarvo. Ehto voi täytyä vain, kun AB-kerrosten bitumipitoisuus on vähintään 3,8 % ja massa on asemasekoitteista. Pelkästään PAB-päällysteitä sisältävissä rakenteissa bitumipitoisuuden pitää olla vähintään 3,1 % ja E-moduulin vähintään 1400 MPa. Samassa rakenteessa olevat PAB- ja AB-kerrokset eivät ole tässä mielessä yhteenliimaantuneita vaan ne lasketaan erillisinä kerroksina. (Tiehallinto, 2004b)

Edellä on kuvattu tierakenteen kuormituskestävyyssmitoituksen merkittävimmät asiat, jotka kansallisen ohjeistuksen mukaan tulee huomioida. Voidaan todeta, että tässä mitoitusprosessissa ei oteta millään tavalla huomioon poikkeuksellisen painavia erikoiskuljetuksia tai niiden vaikutusta tierakenteeseen. Tierakenne mitoitetaan tavanomaiselle liikennekuormitukselle ja sen pitkäaikaiselle vaikutukselle liikennemäärän perusteella. Toisin sanottuna kuormituskestävyyssmitoitus on luonteeltaan vaurioitumismitoitusta, jossa mitoitus tehdään yksittäisen kuormitustapahtuman sijaan rakenteen väsymistä vastaan.

### 5.1.2 Vakavuusmitoitus

Tiehankkeen vaikutusalueella alueellisen vakavuuden tulee olla riittävä, ja se arvioidaan aina. Tiepenkereen ja maaleikkauksen vakavuuden tulee myös olla riittävä ja se tarkistetaan aina tiehankkeen yhteydessä. Ellei suuruusluokkatarkastelujen perusteella vakavuus ole selvästi riittävä, vakavuus selvitetään laskelmilla. Pohjaolosuhteiden lisäksi mitoituksessa otetaan huomioon tarvittaessa muun muassa nykyiset tai suunnitellut rakenteet tiealueella kuten kunnallistekniikan rakenteet, tien kuivatuksen asettamat vaatimukset, työnaikaiset ja käyttötilan aikana tapahtuvat painumat ja niiden korjaus, vastapenkereiden käyttö ja vaihteittainen pengerrys. (Liikennevirasto, 2012b)

Tiepenkereen vakavuusanalyysiä varten määritetään työnaikaiset ja käyttötilan kuormitusten edustavat arvot. Tierakenteiden ja maaleikkausten murtorajatilán osalta mitoituksessa noudatetaan eurokoodi 7:n osaa 1 ja sen kansallista liitettä sekä Liikenneviraston eurokoodin soveltamisohjetta NCCI 7. (Liikennevirasto, 2012b)

Tiehankkeen alueellinen vakavuus arvioidaan myös aina. Ellei suuruusluokkatarkastelujen perusteella vakavuus ole riittävä, tehdään laskennallisia tarkasteluja. Alueellinen vakavuus on herkimmillään yleensä ranta-alueilla ja rinteissä. Alueella tapahtuneet sortumat tai suuret maaston luonnolliset tai tierakenteista muodostuvat korkeuserot johtavat NCCI 7 korkeampien varmuuslukujen arvojen käyttöön. (Liikennevirasto, 2012b)

Teiden pohjanvahvistusten suunnittelussa voidaan NCCI 7:n mukaan soveltaa pienempiä liikennekuormia kuin siltapaikoilla ja erikoisrakenteiden läheisyydessä. Laajalaisissa vakavuustarkasteluissa käytetään tasaisen pintakuorman ominaisarvoa  $10 \text{ kN/m}^2$ . Näissä tilanteissa kuitenkin työkone- ja muut työnaikaiset kuormitukset on otettava erikseen huomioon. (Liikennevirasto, 2013)

Tarkasteltaessa tierakenteiden suunnittelussa käytettävää kuormaa on hyvä tehdä vertailua ratarakenteiden suunnittelussa käytettäviin kuormiin, jotta saadaan käsitys suuruusluokasta. Vanhojen ratojen 2D-stabiliteettilaskennassa käytetään SFS-EN15528 mukaisia kuormakaavioita ja mitoitusakselipainoja, mikä tarkoittaa 2,5 m levyiseksi tasaisesti jakautuneeksi kuormaksi muutettuna seuraavia pintakuorman arvoja: 20 tn akselipainolla 34,4 kN/m<sup>2</sup>, 22,5 tn akselipainolla 36,8 kN/m<sup>2</sup> ja 25 tn akselipainolla 40,4 kN/m<sup>2</sup>. (RHK, 2008) Nämä ovat suuruusluokaltaan samoja, kuin tieverkolla tehtävissä erikoiskuljetuksissa. Raskaimmat kuljetukset voivat kuitenkin aiheuttaa vielä edellisiäkin suurempia pintakuormia.

Eurokoodin soveltamisohjeen NCCI 7:n mukaan suunnittelussa tulee valita pohjaveden- ja vapaanvedenpinnan tasot siten, että ne edustavat epäedullisimpia mahdollisia tasoja. Lisäksi laskentamallissa tulee huomioida kerrokset, joiden leikkauslujuus on merkittävästi muita heikompi. Tällaisten kerrosten esiintyessä voi olla tarpeen käyttää ympyräliukupintojen sijaan vapaita liukupintoja. Laskentamallissa eri kerrosten lujuusominaisuudet tulee valita siten, että laskennassa käytetään lujuuksia, jotka mobilisoituvat samoilla siirtymillä. Kevyitä materiaaleja käytettäessä noste pitää huomioida pitkäaikaisessa vettyneessä ja lyhytaikaisessa ei vettyneessä tilanteessa. Mikäli laskelmin ei ole mahdollista osoittaa, että murto- tai käyttörajatilan esiintyminen on riittävän epätodennäköistä, tulee maapohjaa tarkkailla asianmukaisilla laitteilla. Suunnitelmassa on esitettävä seurannan järjestäminen, tulosten analysointi ja toimenpiteet hälytysrajojen ylittyessä. (Liikennevirasto, 2013)

Vakavuuslaskenta aloitetaan aina tekemällä laskelma ominaisarvoilla, jolloin saadaan käsitys kokonaisvakavuuden suuruusluokasta. Toinen merkittävä seikka on murtopinnan paikka, joka saattaa muuttua merkittävästi eurokoodin mukaisesti osavarmuuslukuja käytettäessä. Tällöin murtoehdon toteutuminen pitää tarkastaa myös alkuperäisellä ominaisarvojen mukaisella murtopinnalla. (Liikennevirasto, 2013)

Ominaisarvoilla tehtävää laskentaa kutsutaan myös kokonaisvarmuusmenetelmäksi, joka oli Suomessa yleisesti käytössä pohjarakennesuunnittelussa ennen eurokoodin käyttöönottoa ja on yhä merkittävässä roolissa alustavien tarkastelujen ja suuruusluokan arvioimisessa. Menetelmä on ajatukseltaan varsin selkeä. Siinä mitoitettavan rakenteen lujuus on oltava riittävän suuri verrattuna murtavien voimien vaikutukseen. Toisin sanoen rakenteen ominaislujuus mahdollisia kuormia vastaan on oltava enemmän kuin yksi. Lisäksi kuormista aiheutuvien muodonmuutosten on pysyttävä rakenteen sietämissä rajoissa. Kokonaisvarmuuskerroin ( $F_s$ ) saadaan jakamalla maa-kerrosten leikkauslujuus tasapainotilaan vaadittavalla leikkausjännityksellä. Käytännön suunnittelussa ei tietenkään ominaisarvoilla laskettaessa voida tyytyä varmuuteen, joka on hyvin lähellä arvoa yksi. Tämä johtuu siitä, että kestävyiden ja kuormien arvot eivät ole absoluuttisia, vaan niillä on tietty hajonta. Tietyissä tapauksessa kestävyiden arvo voi olla oletettua alhaisempi ja kuormien arvo oletettua suurempi, jolloin tapahtuisi sortuma. Sortuma on tästä johtuen sitä epätodennäköisempi, mitä suurempi kokonaisvarmuus vaaditaan.

Keskeinen heikkous kokonaisvarmuusmenetelmässä on se, että siinä ei voi ottaa huomioon yksittäisten kuormien tai parametrien epävarmuuksia. Menetelmässä koko laskennan tulokselle asetetaan yksi varmuustaso eli vaadittu varmuuskerroin, jonka laskennan lopputuloksen tulee täyttää. Toki kokonaisvarmuuskertoimen valinta voidaan tehdä tapauksen mukaan. Jos tarkasteltavan tilanteen olosuhteet ovat hyvin tiedossa tai mahdollisen sortuman seuraamukset vähäisiä, voidaan valita pienempi kokonaisvarmuuskerroin kun taas epäselvässä tai vakavat seuraamukset aiheuttavassa

tapauksessa voidaan valita suurempi varmuuskerroin. Yleensä mitoitusohjeissa kokonaisvarmuuskerroin on asetettu riittävän suureksi, mikä johtaa kokonaisvarmuuden olevan tapauksesta riippumatta poikkeuksetta riittävä. Tässä on ongelmallista se, että joissain tapauksissa joudutaan kohtuuttomaan ylimitoitukseen tai toisaalta epätyypillisemmin voidaan joutua riskialttiiseen alimitoitukseenkin.

Keskeistä kokonaisvarmuusmenetelmässä on siis varmuuskertoimen määrittäminen. Tyypillisesti pohjarakenteiden mitoituksessa kokonaisvarmuusluku on ollut vähintään 1,5. Vaativimpien pohjarakenteiden suunnittelussa varmuusluku voi kuitenkin olla paljon suurempikin. Esimerkiksi Suomen Rakennusinsinöörien liiton julkaisussa RIL 121–2004 Pohjarakennusohjeet rakennuspohjan alueellista sortumaa vastaan on määriteltä vaadittavaksi vähintään kokonaisvarmuus 1,8. Vielä suurempaa kokonaisvarmuutta vaaditaan rakennusten maanvaraisten perustuksille, joille vaatimus on 2,0. (RIL, 2004)

Kokonaisvarmuusmenetelmän varmuuskertoimille on asetettu vaatimuksia myös väyläpuolella. Liikenneviraston julkaisema Ratatekniset ohjeet (RATO 3) määrittelee tavanomaisten vanhojen ratapenkereiden kokonaisvarmuusluvuksi vähintään 1,5. Mikäli ratapenkereen läheisyydessä on siirtymille herkkiä rakenteita, vaaditaan kokonaisvarmuuslukua 1,8. (RHK, 2008) Vastaavia varmuuslukuja on käytetty myös tiepenkereiden suunnittelussa.

Eurokoodin mukaisessa murtorajatilan osavarmuustarkastelussa vakavuus lasketaan mitoitusmenetelmällä DA3, mikä tarkoittaa sitä, että varmuus kohdennetaan heti laskennan alussa muuttuviin kuormiin ja maaparametreihin. Osavarmuuslukuina käytetään kuormien osalta taulukon 5.1. ja maaparametrien osalta taulukon 5.2. sarjan M2 parametreja. (Liikennevirasto, 2013)

Taulukko 5.1. Kuormien osavarmuusluvut. (Liikennevirasto, 2013)

yhtälö	Pysyvät kuormat		Esi-jännitys		Määrittävä muuttuva kuorma	Muut samanaikaiset muuttuvat kuormat
6.10	1,00	G	1,00	P	$1,15 \cdot (\text{tieliikennekuorma})$ $1,15 \cdot (\text{kevyen liikenteen kuorma})$ $1,25 \cdot (\text{raide liikennekuorma})$	$1,30 \cdot \psi_{0,i} \cdot (\text{muut muuttuvat kuormat})$
	tai					
	1,00	G	1,00	P	$1,30 \cdot (\text{muut muuttuvat kuormat})$	$1,15 \cdot \psi_{0,i} \cdot (\text{tieliikennekuorma})$ $1,15 \cdot \psi_{0,i} \cdot (\text{kevyen liikenteen kuorma})$ $1,25 \cdot \psi_{0,i} \cdot (\text{raide liikennekuorma})$ $+ 1,30 \cdot \psi_{0,i} \cdot (\text{muut muuttuvat kuormat})$

Taulukko 5.2. Maaparametrien osavarmuusluvut. (Liikennevirasto, 2013)

Maaparametri	Merkintä	Sarja	
		<i>M1</i>	<i>M2</i>
Leikkauskestävyyskulma <sup>a</sup>	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Tehokas koheesio	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Suljettu leikkauslujuus	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Yksiaksisiaalinen puristuskoe	$\gamma_{qu}$	1,0	1,4
<u>Tilavuuspaino</u>	<u><math>\gamma_{\gamma}</math></u>	<u>1,0</u>	<u>1,0</u>

<sup>a</sup> Tällä varmuusluvulla jaetaan  $\tan \phi'$

Kokonaisvakavuuden mitoitus perustuu epäyhtälöön  $E_d \leq R_d$

Missä  $E_d$  on kuormien vaikutusten mitoitusarvo ja  $R_d$  kestävyiden mitoitusarvo. Tavanomaisessa lamellimenetelmällä tapahtuvassa liukupintatarkastelussa  $E_d$  on kaatavan momentin mitoitusarvo ja  $R_d$  on vakauttavan momentin mitoitusarvo. Laskennan lopputuloksen saadaan  $R_d/E_d$ , jota kutsutaan osavarmuuksia käytettäessä ylimitoituskertoimeksi ODF, jolle vaatimuksena on  $ODF \geq 1,0$ . Ominaisarvoilla laskettaessa kyseessä on kokonaisvarmuuskerroin, jolle on eri vaatimukset, joita on käsitelty aiemmin tässä luvussa. (Liikennevirasto, 2013)

Käyttörajatilassa käytetään murtorajatilasta poiketen kuormien ja maaparametrien ominaisarvoja. Siirtymien sallitut arvot määräytyvät ympäristön ja suunniteltavan rakenteen mukaan. Tilanteissa, joissa maapohjan siirtymiä ei voida laskea riittävän luotettavasti ja niillä on merkitystä, voidaan siirtymien laskenta korvata vakavuuden käyttörajatilan lisätarkastelulla, jossa käytetään korkeampaa varmuustasoa. Tällaisia ovat esimerkiksi tilanteet, joissa plastisten siirtymien alueella sijaitsee rakenteita. Taulukossa 5.3. on esitetty käytettävät korotetut osavarmuusluvut. (Liikennevirasto, 2013)

Taulukko 5.3. Vakavuuslaskennan käyttötilan lisätarkastelussa käytettävät maapohjan lujuusparametrien osavarmuusluvut. (Liikennevirasto, 2013)

Maaparametrit	Merkintä	Sarja M2*
Leikkauskestävyyskulma <sup>a</sup>	$\gamma_{\phi'}$	1,65
Tehokas koheesio	$\gamma_{c'}$	1,65
Suljettu leikkauslujuus	$\gamma_{cu}$	1,8
Yksiaksisiaalinen puristuskoe	$\gamma_{qu}$	1,8
Tilavuuspaino	$\gamma_{\gamma'}$	1

<sup>a</sup> tällä luvulla jaetaan  $\tan \phi'$

Käyttörajatilassa kuormien osavarmuuslukuina käytetään arvoa 1,0. Laskentaan sisällytetään pysyvät kuormat ja muuttuvat kuormat, mikäli niiden vaikutusaika on riittävän pitkä muodonmuutosten syntymisen kannalta. Edelliseen perustuen laskentaan sisällytetään esimerkiksi tieliikennekuorma sekä junakuorma liikennepaikoilla. (Liikennevirasto, 2013)

### 5.1.3 Toimintamalli raskaiden erikoiskuljetusten yhteydessä

Kuten edellisten lukujen 5.1.1 ja 5.1.2 perusteella voidaan todeta, poikkeuksellisen painavia tiekuljetuksia ei oteta normaalissa tierakenteiden ja -penkereiden suunnittelussa huomioon. Nykyisin Suomessa käytäntö on, että erikoiskuljetuksen kokonaismassan ylittäessä 200 tn luvan myöntämisen ehtona on maaperäselvitys, jossa todetaan kuljetuksen suorittamisen reunaehdot maaperän ja tierakenteen kannalta.

Maaperäselvityksen sisältö koostuu tierakenteen ja pohjamaan kantokyvyn selvittämisestä. Selvityksen sisältöön ja menetelmiin ei ole nykyisellään olemassa minkäänlaista ohjeistusta, vaan selvityksen tekijä on itse vastuussa tarkastelujen laajuudesta ja riittävydestä. Selvityksessä suunnittelija määrittää mitä kuljetuksen suorittaminen vaatii. Lopputuloksena voi olla, että kuljetus voidaan suorittaa ilman toimenpiteitä, mutta toisaalta kuljetuksen suorittamiseksi voidaan vaatia erilaisia pohjanvahvistuksia ja toki velvoite tapahtuneiden vaurioiden korjaamiseksi.

Tavanomaisesti kattava hyvän tavan mukainen tierakenteen ja pohjarakenteen kantokyvyn selvitys etenee seuraavasti: Lähtötietoina käytettävissä on tiedot kuljetuksesta, akselipainoista, dimensioista ja reitistä. Mitoitusperusteita ovat muun muassa rakenteen jäykkyys, kokonaisvarmuus, ajolinjat, pengergeometria ja olemassa olevat pohjanvahvistukset. Ensimmäisessä vaiheessa suunnittelua aletaan tehdä olemassa olevan aineiston perusteella, joita ovat maastokartta, maaperäkartta, tierekisteri ja erilaiset nykyaikaiset verkkopalvelut, jotka sisältävät kuvamateriaalia tieverkolta. Näiden perusteella voidaan havaita alustavasti potentiaaliset riskikohteet, joihin kohdennetaan tutkimuksia. Näitä voivat olla pudotuspainolaitemittaukset, levykuormituskokeet ja maatutkaluotaus. Tässä yhteydessä kerätään tietoa olemassa olevista tutkimuksista ja käytetään niitä hyödyksi ennen seuraavaa vaihetta.

Mikäli edellisten toimenpiteiden perusteella ei voida tehdä riittäviä päätelmiä, siirrytään kolmanteen vaiheeseen. Kolmannessa vaiheessa tehdään pohjatutkimuksia ja maastomallimittauksia, jotka on kohdennettu pehmeiköille tai muuten arveluttaviin kohteisiin. Näiden perusteella tehdään stabiliteetti- ja kantokykylaskelmia, jotka johdavat lopullisiin päätelmiin vahvistustarpeista ja kuljetuksen ohjeistuksesta.

Ennen kuljetuksen suorittamista on vielä mitoitettava mahdolliset vahvistustoimenpiteet ja vietävä ne toteutukseen. Kuljetuksen valvonnan ja vaurioinventoinnin jälkeen tehdään tarvittavat korjaukset. Koko projektin tulokset on syytä dokumentoida ja arkistoida tulevaa käyttöä ja mahdollisesti samalla reitillä tapahtuvia kuljetuksia varten. Tässä on Suomessa vielä kehitettävää. Tällä hetkellä koko prosessin toimintamallia kehitetään Liikenneviraston toimeksiannosta.

## 5.2 Vaatimukset ja ohjeet muissa Pohjoismaissa

### 5.2.1 Ruotsi

Ruotsissa tierakenteen suunnittelu tehdään Suomen Liikennevirastoa vastaavan Trafikverketin julkaisun TRVK Väg mukaisesti. Kuormituskestävyysmitoitus perustuu Suomen tapaan tavallisesti 10 tn standardiakselimitoitukseen. Ruotsissa on toisaalta kolme eri mitoitusluokkaa "dimensioneringsklass", joista DK 1 on vähiten vaativa ja DK 3 vaativin. DK 2 ja DK 3 -luokissa päällysrakenne mitoitetaan standardiakselin kuormien lisäksi 130 kN pystykuormalle, joka kohdistuu 200 \* 600 mm alueelle. (Trafikverket, 2011)

Vakavuusmitoitus tehdään Ruotsissa samaan tapaan kuin Suomessakin. Osavarmuusmenetelmällä mitoitettaessa kuormat ovat ohjeen mukaan 10 kN/m<sup>2</sup> tai 15 kN/m<sup>2</sup>. Pienempää kuormaa käytetään mitoitustilanteille, joissa määräävä liukupinta on pitkä ja toisaalta taas suurempaa kuormaa käytetään tilanteille, joissa määräävä liukupinta on lyhyt. (Trafikverket, 2014) Ohjeissa ei Ruotsissa ole mainintaa raskaista erikoiskuljetuksista, eikä niitä oteta tavallisissa tiepenkereiden vakavuus-tarkasteluissa huomioon.

Ruotsissa yleinen tieverkko on jaettu kolmeen kuormitusluokkaan Bk1, Bk2 ja Bk3. Bk1-verkolla on suurimmat sallitut kuljetusten painorajat ja Ruotsin yleisestä tieverkosta 94 % onkin kyseistä kuormitusluokkaa. (TransportXXL, 2016) Mikäli kyseisten kuormitusluokkien mukaiset massat ylitetään, tarvitaan erikoiskuljetuksen suorittamiseen lupa.

Ruotsista saatujen tietojen ja ohjeiden mukaan heillä ei ole olemassa minkäänlaista virallista ohjeistusta tai toimintamallia poikkeuksellisen painavien tiekuljetusten geoteknisiin tarkasteluihin. Tutkimuksessa ensimmäinen yhteydenotto Ruotsiin osoitettiin Trafikverketin Andreas Ramströmiin. Lopulta kysymyksiin saatiin vastauksia seuraavilta henkilöiltä:

- Tony Strandberg
- Johan Ullberg
- Jonas Östman
- Jonas Bengtsson

Tony Trafikverketin edustajien mukaan poikkeuksellisen painavien tiekuljetusten yhteydessä ei tehdä minkäänlaisia geoteknisiä tarkasteluja, mutta katselmukset voidaan määrätä tehtäväksi ennen ja jälkeen kuljetuksen. Laskennallisia tarkasteluja tehdään ainoastaan silloille. (Bengtsson, et al., 2016) Trafikverketin edustajien lisäksi tutkimuksessa esitettiin tarkentavia kysymyksiä yhdelle Rambollin Ruotsin geoteknikoista. Hän ei ollut kohdannut työssään tällaista raskaaseen erikoiskuljetukseen liittyvää toimeksiantoa, mikä osaltaan vahvistaa näkemystä siitä, ettei Ruotsissa kyseisiä tarkasteluja ainakaan suuressa mittakaavassa tehdä. (Espar, 2016)

Trafikverket on toiminut mukana projektissa South Baltic Oversize Transport Strategy, joka on tuottanut ohjekirjoja erikoiskuljetusten suorittamiseen Puolassa, Liettuassa ja Ruotsissa. Ohjekirjassa on laajasti tietoa erilaisista erikoiskuljetuksiin liittyvistä asioista ja yleisistä raskaiden kuljetusten kuormia koskevista poikkeuksista. Ohjeessa löytyy oma kohtansa. Ohjeen mukaan yleisesti suurin sallittu akseli-kuorma yksittäiselle akselille on 12 tn, telille 22 tn ja yhdistelmän kokonaismassalle 71 tn. Näiden ylittämiseksi asetetaan tietyt kriteerit muun muassa kuljetettavan kappaleen painolle, kuljetuskalustolle ja alueille, joille poikkeuksia voi hakea. Ohjeessa myös mainitaan, että ylitettäessä edellä mainitut massat tehdään siltoja koskevia tarkasteluja. Tässäkään yhteydessä tierakenteen ja pohjamaan kantokykyyn liittyvistä tarkasteluista ei ole mainintaa. (Oversize baltic, 2011)

Yhteenvedona Ruotsin tilanteesta poikkeuksellisen painavien tiekuljetusten suhteen voidaan todeta, ettei heillä Suomen tavoin tavallisessa tierakenteen kantokykyyn tai tiepenkereen stabiliteetin suunnittelussa oteta huomioon erikoiskuljetuksia. Tiettyjen mittojen ja massojen ylittyessä erikoiskuljetuksille vaaditaan lupa, mutta luvan saamiseksi geoteknisiä tarkasteluja ei vaadita. Ohjetta ei näin ollen raskaiden erikoiskuljetusten geoteknisiin tarkasteluihin ole olemassa.

### 5.2.2 Norja

Norjassa tierakenteen suunnittelu tehdään Norjan tiehallinnon, Statens Vegvesenin, julkaisun Håndbok N100 Veg- og gateutforming mukaan (Statens vegvesen, 2014a). Norjassa yleiset tiet on jaettu yhdeksään eri suunnitteluluokkaan, joista 7 on kansallisille pääteille ja muille pääteille. Yhdisteille on omat luokkansa. Tiekohtaiset suunnitteluluokat valitaan yleisen arvioinnin mukaan, johon vaikuttaa liikennemäärän lisäksi reitti- ja tieverkkotarkastelut, sillä tieluokka ei saa muuttua liian usein. Tämä menettely koskee Norjassa lähinnä tien geometrista suunnittelua, eli sen perusteella määritetään näkemät, kaarresäteet, kaltevuudet ym.

Kuormituskestävyyssmitoitus tehdään Norjassa osaltaan samaan tapaan kuin Suomessa käyttäen kuormituskertalukua, joka perustuu 10 tn standardiakseleihin ja 20 vuoden suunnittelukäyttöikään (Statens vegvesen, 2014b). Toisaalta kuitenkin menettely eroaa merkittävästi Suomen menettelystä. Kun Suomessa Odemarkin kantavuuskaavan mukaiset moduulit ovat aina mukana ja eri luokan väylille asetetaan eri vaatimukset kantavan kerroksen tai päällysteen pinnalta mitatulle kantavuudelle, Norjassa taas ohjeistetaan suoraan paksuudet eri rakennekerroksille suunnittelun lähtötietojen mukaan. Kuormituskestävyyssmitoituksessa ei Norjassakaan huomioida raskaita erikoiskuljetuksia, vaan ne tarkastellaan tarvittaessa tapauskohtaisesti.

Vakavuusmitoituksessa Norjassa noudatetaan Statens vegvesenin julkaisua Håndbok V220 - Geoteknikk i vegbygging. Julkaisussa otetaan kantaa laajasti tierakenteisiin liittyviin geotekniikan ongelmiin. Ohje koostuu kaikkiaan 18:sta eri luvusta, joissa käsitellään vakavuuden lisäksi muun muassa painumia, erilaisia rakenteita, laboratorio-tutkimuksia ja maaperägeologiaa. (Statens vegvesen, 2014c) Statens vegveseniltä saatujen tietojen mukaan ohjeesta on tekeillä uusi versio, jonka julkaisu sijoittuu aikataulun mukaan vuoden 2017 alkuun (Oset, 2016). Stabiliteetin osalta kyseisessä ohjeessa kerrotaan yleistä tietoa aiheesta, paneudutaan ympyräliukupintoihin ja yhdistettyihin liukupintoihin, yleisiin stabiliteettiongelmiin, analyysimenetelmiin, analysointityökaluihin ja ohjelmistoihin ja lopulta muihin asioihin. Muissa asioissa otetaan lyhyesti kantaa lähtöarvojen ja maaparametrien valintaan, käytettäviin liikenne-

kuormiin ja käytettävissä oleviin ratkaisuihin alhaisen stabiliteetin tilanteissa. Lopuksi ohjeessa esitetään muutamia laskentaesimerkkejä. (Statens vegvesen, 2014c)

Norjassa liikennekuormana stabiliteettilaskelmissa käytetään samansuuruista kuormaa kuin Suomessa, eli 10 kPa, mikäli jotain muuta kuormaa ei voida perustellusti käyttää. Osavarmuusluku kaikille liikennekuormille stabiliteettilaskennassa on Norjassa 1,3, joka on hieman suurempi kuin Suomessa tieliikennekuormalle käytetty 1,15. (Statens vegvesen, 2014c) Norjassakaan ei normaalissa mitoituksessa stabiliteetin suhteen oteta huomioon raskaita erikoiskuljetuksia.

Norjassa tieverkosto on Ruotsin tapaan jaettu kuljetusten painorajoituksia varten neljään eri luokkaan Bk10, BkT8, Bk8 ja Bk6. Luokassa Bk10 on sallittu suurimmat kokonaismassat. Kaikkia luokkia koskee myös yhtenäisesti suurimmat sallitut korkeudet ja leveydet. Statens Vegveseniltä on saatavissa tieverkon jako siihen kuuluvine sallituine mittoine ja massoineen karttamuodossa ja tieluettelona. Mikäli erikoiskuljetuksessa ei voida noudattaa annettuja mittoja ja massoja, kuljetukselle tulee anoa poikkeuslupa. (TransportXXL, 2016) Poikkeuslupan saamisen ehdoista ja edellytyksistä poikkeuksellisen suurten massojen suhteen ei löydy kuitenkaan tietoa mistään, joten tutkimuksessa tätä pyrittiin selvittämään kysymällä asiaa suoraan Norjan viranomaisilta.

Tutkimuksessa ensimmäinen kysely liittyen geotekniisiin tarkasteluihin raskaiden erikoiskuljetusten yhteydessä Norjassa lähetettiin Norges teknisk-naturvitenskapelige universitetin (NTNU) Vikas Thakurille, joka toimii geotekniikan professorina kyseisessä yliopistossa. Hänen avulla kysymykset saatiin ohjattua Statens Vegvesenin henkilöstölle. Statens Vegvesenin henkilöstä kysymyksiin vastasivat Knut A Grefstad ja Frode Oset.

Oset vastasi kysymyksiin lupa-asioista vastaavan Morten Skaugenilta ja paikallisilta tieviranomaisilta saamiensa tietojen pohjalta. Hänen mukaansa Norjassa erikoiskuljetusten yhteydessä huomio kiinnitetään taitorakenteisiin ja geoteknisiä asiantuntijoita harvoin käytetään kuljetusten yhteydessä tehtävissä tarkasteluissa. Valtaosa tällaisista tapauksista olivat yli kymmenen vuoden takaisia, ja nekin olivat pohjautuneet olemassa oleviin raportteihin ja paikalliseen tietämykseen maaperäolosuhteista. Näissä tarkasteluissa ei oltu tehty pohjatutkimuksia. Hänen saamiensa tietojen mukaan joitain karkeita laskelmiakin oli saatettu hyödyntää. Tämän tutkimuksen kyselyjen johdosta Norjalaiset aikovat ottaa poikkeuksellisen painavien tiekuljetusten geoteknisten tarkastelujen tarpeen uudelleen harkintaan. (Oset, 2016)

Yhteenvedona Norjan tilanteesta poikkeuksellisen painavien tiekuljetusten suhteen voidaan todeta, ettei heilläkään tavanomaisen tierakenteen kantokyvyn tai tiepenkkeen stabiliteetin suunnittelussa oteta huomioon erikoiskuljetuksia. Normaalien mittojen ja massojen ylittyessä erikoiskuljetuksille vaaditaan lupa, mutta luvan saamiseksi geoteknisiä tarkasteluja ei ole viime vuosina juuri tehty. Norjassa aiotaan lähitulevaisuudessa kuitenkin selvittää näiden tarkastelujen tarpeellisuutta. Ohjetta raskaiden erikoiskuljetusten geotekniisiin tarkasteluihin ei ole.



## 6 Laskennalliset tarkastelut

Tässä luvussa käsitellään tutkimuksessa tehtyjä laskennallisia tarkasteluja. Nämä ovat tutkimuksen tärkein yksittäinen osa-alue, joiden perusteella tehdään johtopäätöksiä eri muuttujien vaikutuksesta tierakenteen vakavuuteen poikkeuksellisen painavien tiekuljetusten yhteydessä. Ennen varsinaisia stabiliteettilaskelmia FEM-pohjaisella Plaxis-ohjelmalla tehtiin muutamia tarkasteluja, joilla selvitettiin poikkeuksellisen raskaan kuormituksen jakautumista tierakenteessa. Näiden tarkastelujen perusteella valittiin tapa, jolla erikoiskuljetuksen aiheuttama kuorma mallinnetaan stabiliteettilaskentaohjelmaan. Erilaisia stabiliteettilaskelmia tehtiin rajatasapainomenetelmään perustuvalla Novapoint GeoCalc -laskentaohjelmalla 228 kappaletta ja lisäksi Plaxisilla tehtiin 20 FEM-pohjaista stabiliteettilaskentaa. Näiden laskelmien perusteella todettiin keskeisimpien muuttujien vaikutus tiepenkereen stabiliteettiin raskaiden erikoiskuljetusten yhteydessä tutkituissa tilanteissa.

### 6.1 Kuorman mallintaminen

Tässä luvussa selvitetään, kuinka tierakenne jakaa kuormia poikkeuksellisen painavien tiekuljetusten osalta ja voisiko penkereen kuormaa jakavaa ominaisuutta hyödyntää stabiliteettilaskelmissa. Perinteisesti tieliikennekuorma ja junakuorma mallinnetaan tasaisesti jakautuneeksi kuormaksi penkereen päälle ajokaistoille tai junakuorma 2,5 m leveänä kuormana radalle. Erikoiskuljetuskuormien mallintamista laskentaohjelmaan on syytä tarkastella kriittisesti.

Raskaimmat erikoiskuljetukset Suomen tiestöllä kuljetetaan useimmiten 3 m leveällä kalustolla ja lähtökohtaisesti omaa ajokaistaa käyttäen. Pehmeikoilla alhaisen stabiliteetin alueilla voidaan ajaa myös tien keskellä tai sivukaltevassa maastossa tarvittaessa vastaantulijan kaistalla. Nämä vaativat erikoisjärjestelyjä ja vastaantulevan liikenteen pysäyttämisen, joten toimet ovat käytettävissä ainoastaan poikkeustapauksissa.

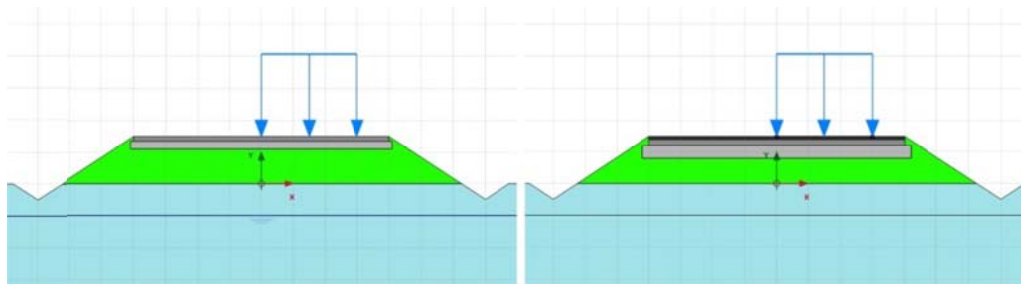
Oletusarvoisesti tällaisen erikoiskuljetustilanteen stabiliteettilaskennassa kuorma mallinnetaan stabiliteettilaskentaohjelmaan tiepenkereen päälle oikealle ajokaistalle 3 m leveänä tasaisesti jakautuneena kuormana. Varmuuden ollessa sortumaa vastaan liian alhainen, tehdään lisätarkasteluja onko varmuus riittävä ajettaessa tien keskellä tai toisessa reunassa tietä. Koska erikoiskuljetuskuorma kohdistuu tielle melko kapealle alueelle ja se on poikkeuksellisen suuri, on syytä tarkastella tarkemmin, kuinka tierakenne jakaa tien pintaan kohdistuvia kuormia leveämmälle alueelle pohjamaahan. Tätä on tutkittu FEM-laskennoilla luvussa 6.1.1, kun taas luvussa 6.1.2 laskentojen perusteella pohditaan onko kuormat mahdollista tai järkevää mallintaa LEM-laskentaohjelmaan muutoin kuin edellä on kuvattu.

#### 6.1.1 FEM-laskenta

FEM-laskennalla tarkastellaan tierakenteen kykyä jakaa erikoiskuljetuksen aiheuttamaa kuormitusta pohjamaalle. Tässä työssä tilannetta tarkastellaan kuvitteellisissa, mutta mahdollisimman todenmukaisissa olosuhteissa. Erikoiskuljetusten näkökulmasta kriittisin tilanne on sorapintaisilla alemman luokan teillä, joissa tien rakennekerrokset ovat ohuet ja tiepengermateriaali suhteellisen heikkotasoisista. Laskennalliset tarkastelut kuormituksen jakautumisesta tehdään tällaisissa soratieolosuhteissa.

Lisäksi yksi vertailulaskelma tehdään päätietason väylää vastaavassa tilanteessa. Sen tavoitteena on määrittää, kuinka paljon päällyste ja paksummat laadukkaat tien rakennekerrokset voivat vaikuttaa kuormituksen jakautumiseen.

Mallinnettavat poikkileikkaukset on valittu vastaamaan oletuksiltaan luvussa 6.2.1 esiteltyjä tapauksia, joille stabiliteettilaskentaa tehdään. Sorapintaiselle tielle on valittu käytettäväksi kahta eri materiaalia tien rakennekerroksissa. Pinnassa on 0,15 m kantava kerros, jonka alla on 0,25 m jakava kerros. Näiden yhteispaksuus on 0,4 m. Valtatietason väylällä päällystekerros on 0,1 m, kantava kerros 0,2 m ja jakava kerros 0,4 m, jolloin paksuus on yhteensä 0,7 m.



Kuva 6.1. Tyypipoikkileikkaus tarkasteltavista rakenteista 1,5 m pengerkorkeudella. Vasemmalla sorapintainen ja oikealla valtatietasoinen väylä.

Laskennassa käytettyjen tiekerrosmateriaalien parametrit on esitetty taulukossa 6.1. Päällystekerrokselle on käytetty lineaarisesti elastista materiaalmallia, joka vastaa parhaiten sidottua päällystettä. Samaa materiaalmallia on käytetty tässä tarkastelussa myös pohjamaana toimivalle savelle, vaikka savelle olisi mahdollista käyttää myös esimerkiksi Soft soil -materiaalmallia. Tässä tarkastelussa sen käyttämisellä ei saavutettaisi mainittavaa hyötyä, sillä pohjamaan oletetaan käyttäytyvän elastisesti toistokuormituksen alaisena. Tällöin plastisia muodonmuutoksia ei synny pohjamaan ja lineaarisesti elastisen materiaalmallin käyttö on perusteltua.

Sitomattomien rakeisten tiekerrosmateriaalien mallintamisessa käytetään tässä työssä Hardening soil -materiaalmallia. Erittäin tiiviiden tien rakennekerrosten tiiveystilan mallintamiseen Plaxis-ohjelmassa käytetään koheesiota. Karkearakeisen maalajin lujuuden muodostumisessa koheesiota pidetään tyypillisesti käytännössä merkityksettömänä ja lujuuden oletetaan muodostuvan ainoastaan kitkakulmasta ja dilatatiokulmasta. Tierakenteen pinnassa oleva kiviaines on karkearakeista, usein murskattua kiviainesta ja se on erittäin tiiviissä tilassa. Tällöin rakeet lukkiutuvat (eng. interlocking) toisiinsa. Laskentaohjelmissa ilmiötä kuvataan koheesioilla avulla, sillä vaikutus maamateriaalin käyttäytymiseen on jokseenkin samanlainen.

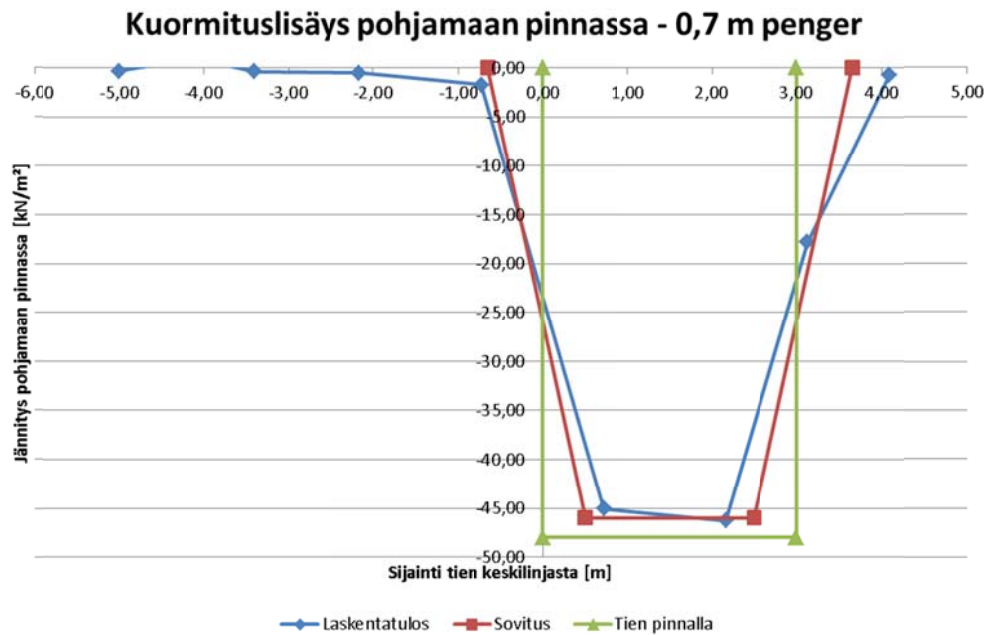
Roadex-projektin yhteydessä tiekerrosmateriaaleja on tutkittu kolmiakσιαalikokeilla. Kokeissa on havaittu erittäin hyvälaatuisen ja korkeassa tiiveystilassa olevan tierakennemateriaalin tehokkaan koheesiovoiman olla jopa luokkaa  $c' = 25$  ja kitkakulman luokkaa  $\phi' = 50^\circ$ . Hieman heikkolaatuisemmalla materiaalilla, kuitenkin kohtalaisen hyvällä, kolmiakσιαalikokeiden perusteella on saatu tehokkaan koheesioarvoksi  $c' = 10$  ja kitkakulman arvoksi  $\phi' = 45^\circ$ . Toisaalta taas materiaalin ollessa tiepenkereessä heikkolaatuista, samojen kokeiden perusteella lukkiutumisen vaikutus on ollut vähäisempää ja koheesioarvoksi on määritetty  $c' = 0$ . (Kolisoja, 2012)

Kuormituksen jakautumista tarkasteltaessa Plaxis-laskelmissa on käytetty taulukon 6.1. mukaisia arvoja. Maakerrosmateriaaleille on täytynyt määrittää materiaalimallin vaatimat  $E$ -moduulien arvot.  $E$ -moduulien arvot on määritetty ottaen suuntaa Leena Korkiala-Tantun väitöskirjassa käytetyistä arvoista (Korkiala-Tanttu, 2009). Arvoja on mukailtu tämän tutkimuksen tarkasteluihin sopiviksi.

*Taulukko 6.1. Plaxis-laskennassa käytetyt rakennekerrosmateriaalien parametrit.*

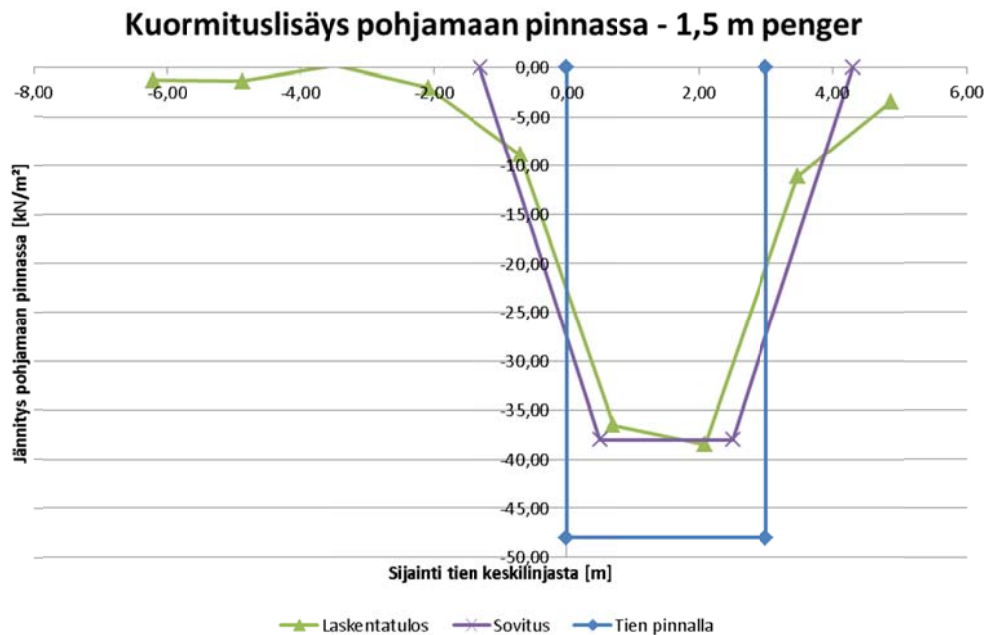
Parameter	Name	Sidottu	Kantava	Jakava	Penger	Savi	Unit
<b>General</b>							
Material model	Model Type	Linear elastic	Hardening soil	Hardening soil	Hardening soil	Linear elastic	-
Type of material behaviour	Type	Drained	Drained	Drained	Drained	Undrained C	-
Soil unit weight above phreatic level	$\gamma_{unsat}$	25,0	20,0	20,0	20,0	15,0	kN/m <sup>3</sup>
Soil unit weight below phreatic level	$\gamma_{sat}$	25,0	22,0	22,0	22,0	15,0	kN/m <sup>3</sup>
Initial void ratio	$e_{init}$	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	-
<b>Parameters</b>							
Young's modulus (constant)	$E'$	2500000	-	-	-	10000	kN/m <sup>2</sup>
Secant stiffness in standard drained triaxial test	$E_{50}^{ref}$	-	175000	150000	60000	-	kN/m <sup>2</sup>
Tangent stiffness for primary oedometer loading	$E_{oed}^{ref}$	-	165000	135000	60000	-	kN/m <sup>2</sup>
Unloading / reloading stiffness	$E_{ur}^{ref}$	-	350000	300000	120000	-	kN/m <sup>2</sup>
Poissons ratio	$\nu'_{ur}$	0,2	-	-	-	0,495	-
Cohesion	$c_{ref}$	-	20,0	10,0	0,2	-	kN/m <sup>2</sup>
Friction angle	$\phi'$	-	50,0	45,0	37,0	-	°
Dilatancy angle	$\psi$	-	20,0	15,0	7,0	-	°
K0-value for normal consolidation	$K_0^{nc}$	-	0,3000	0,3200	0,3982	-	-

Laskentaohjelmasta saadaan tuloksena kokonaispystyjännitys pohjamaan pinnassa. Erikoiskuljetuskuorman aiheuttama kuormituslisäys saadaan vähentämällä tästä tiepenkereen paino. Kuvassa 6.2. on esitetty kuvaaja, josta voidaan nähdä, että 0,7 m paksuisen tiepenkereen tapauksessa kuorma välittyy lähes pystysuoraan täysimääräisenä pohjamaalle ja tiepenger jakaa kuormia sivuille vain hyvin vähäisissä määrisä. Kuvaajassa on esitetty myös yksinkertaistettu malli kuormasta, jolla voidaan hahmottaa mallintaa pohjamaalle tuleva kuormitus laskentaohjelmaan. Pohjamaan pinnassa kuorma on 4,3 m leveä kuorma, joka on maksimaalisessa intensiteetissään 46 kN/m<sup>2</sup> 2 m levyinen, josta se pienenee nolaksi 1,15 m matkalla molemmille sivuille. Tällainen kuorma on mahdollista syöttää haluttaessa GeoCalc-stabiliteettilaskentaohjelmaan. Tämä ja kaksi seuraavaa tapausta ovat aiemmin määritellyn so-  
rapintaisen tien tuloksia.



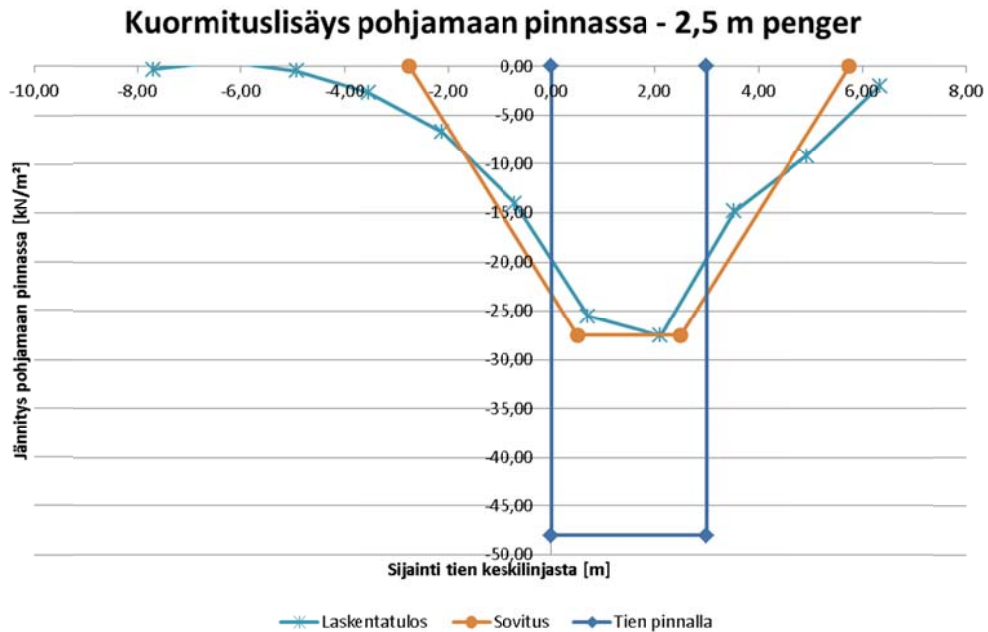
Kuva 6.2. Kuvaaja 3 m leveän  $48 \text{ kN/m}^2$  erikoiskuljetuskuorman aiheuttamasta kuormituslisäyksestä pohjamaan pinnassa 0,7 m penkerein alapuolella.

Laskentatulosten perusteella korkeammalla 1,5 m tiepenkereellä tierakenne jakaa kuormituksia huomattavasti enemmän. Tällöin alun perin 3 m leveä kuorma jakautuu 5,6 leveäksi kuormaksi, joka on maksimaalisessa intensiteetissään suuruudeltaan vain  $38 \text{ kN/m}^2$  ja leveydeltään 2 m, josta se pienenee nolllaksi 1,8 m matkalla molemmille sivuilleen. Tilanne 1,5 m penkerein osalta on esitetty kuvaajassa kuvassa 6.2.



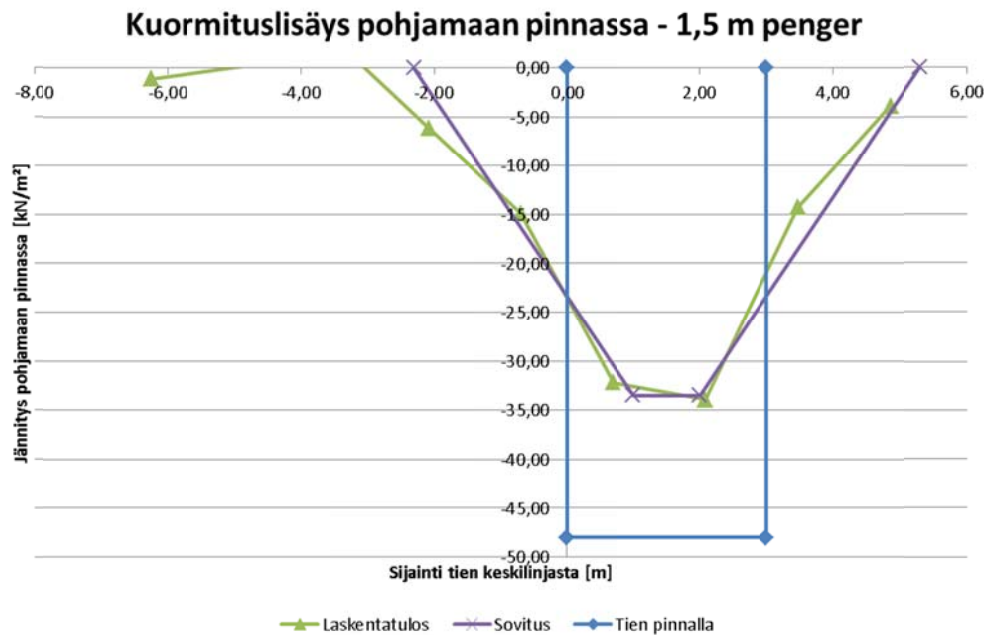
Kuva 6.3. Kuvaaja 3 m leveän  $48 \text{ kN/m}^2$  erikoiskuljetuskuorman aiheuttamasta kuormituslisäyksestä pohjamaan pinnassa 1,5 m penkerein alapuolella.

Tässä työssä tarkastelluista penkereistä korkeimmalla, eli 2,5 m korkealla penkereellä, tierakenne jakaa kuormituksia odotetusti kaikkein eniten. Tässä tapauksessa alun perin 3 m leveä kuorma jakautuu jopa 8,5 m leveäksi kuormaksi, joka on maksimaalisessa intensiteetissään pohjamaan pinnassa suuruudeltaan vain 27,5 kN/m<sup>2</sup> ja leveydeltään 2 m, josta se pienenee nolaksi 3,25 m matkalla molemmille sivuilleen. Tielanne 2,5 m penkereen osalta on esitetty kuvaajassa kuvassa 6.4.



Kuva 6.4. Kuvaaja 3 m leveän 48 kN/m<sup>2</sup> erikoiskuljetuskuorman aiheuttamasta kuormituslisäyksestä pohjamaan pinnassa 2,5 m penkereen alapuolella.

Vertailun vuoksi vastaava tarkastelu on suoritettu yhdessä tapauksessa myös vastaavalle tilanteelle valtatietasoisella väylällä. Tässä tarkastelussa pengermateriaali on samaa kuin edeltävissä tarkasteluissa, mutta tien rakennekerrokset ovat paksummat ja tien pinnassa on päällyste. Vertailutarkastelu tehtiin 1,5 m tiepenkereen tapaukselle, ja laskentatulokset on esitetty kuvaajassa kuvassa 6.5.



Kuva 6.5. Kuvaaja 3 m leveän  $48 \text{ kN/m}^2$  erikoiskuljetuskuorman aiheuttamasta kuormituslisäyksestä pohjamaan pinnassa 1,5 m korkean penkereen alapuolella. Valtatietasoisen väylän tapaus.

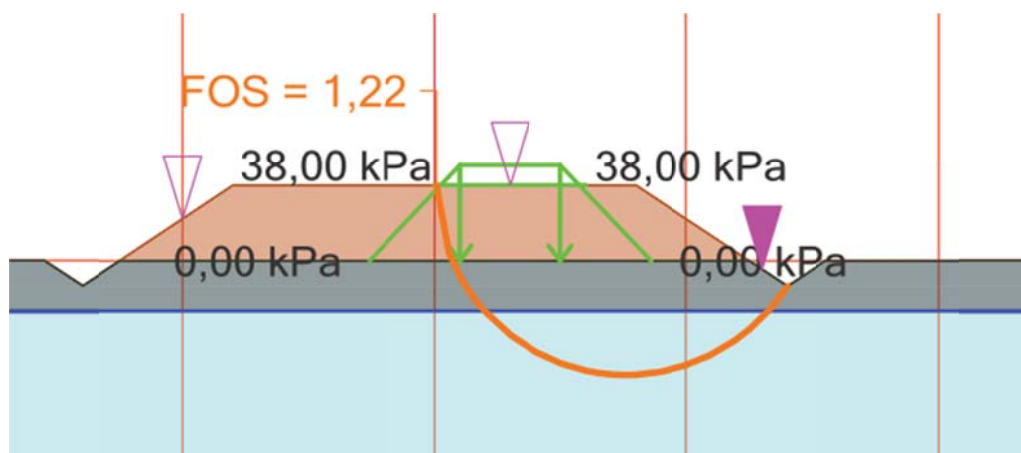
Edellä olevasta kuvasta 6.5. havaitaan, että valtatieason rakennekerrokset jakavat kuormaa selkeästi laajemmalle alueelle, kuin vertailussa olleet alemman luokan sorapintaisen tien rakennekerrokset, joiden osalta vastaavat tulokset on esitetty kuvassa 6.3. Valtatieason rakennekerrokset 1,5 m pengerkorkeudella jakavat kuormaa siten, että yksinkertaistetussa muodossa se jakautuu 7,6 m leveäksi kuormaksi, joka on maksimaalisessa intensiteetissään pohjamaan pinnassa suuruudeltaan vain  $33,5 \text{ kN/m}^2$  ja leveydeltään 1 m. Siitä kuormitus pienenee nolaksi molempiin suuntiin 3,3 m matkalla. Näin ollen se on maksimiarvoltaan  $4,5 \text{ kN/m}^2$  alhaisempi kuin vertailtavalla soratien väylällä. Kuorma myös jakautuu kokonaisuudessaan 2,0 m leveämmälle alueelle.

Liitteessä 1 on esitetty värikuvina kaikista edellä kuvatuista Plaxis-laskelmista pysyvuuntaisen tehokkaan jännityksen jakaumat maakerroksissa. Värein näytettävien jännitysten skaala on valittu kaikissa tapauksissa siten, että tummin sininen väri alkaa jännityksestä, joka vallitsee penkereen alapinnassa, kun penkereen päällä ei ole ulkoista kuormaa. Värit on esitetty kymmenessä  $5 \text{ kN/m}^2$  portaassa, joten toisen ääripään tummin punainen väri kuvaa  $50 \text{ kN/m}^2$  suurempaa puristusjännitystä kuin tummin sininen.

### 6.1.2 Stabiileettilaskennassa käytettävien kuormien ja kuorman jakautumisen valitseminen

Tierakenteen kyky jakaa kuormia osoittautui laskelmien perusteella voimakkaasti riippuvaiseksi tiepenkereen korkeudesta. Pahimmillaan heikkotasoisilla tierakenteilla tierakenne jakoi kuormaa vain hyvin vähän sivuille, kun taas parhaimmillaan korkeiden penkereiden tai paksujen ja laadukkaiden tien rakennekerrosten osalta tierakenteen kyky jakaa kuormia oli merkittävä.

Laskentatulokset matalilla pengerkorkeuksilla ja heikoilla tierakenteilla puoltaa voimakkaasti perinteistä stabiliteettilaskennan kuormien mallintamistapaa, eli niiden perusteella olisi viisainta mallintaa kuorma tasaisena kuormana tiepenkereen päälle. Toisaalta taas laadukkaiden tien rakennekerrosten tai korkeiden tiepengerten yhteydessä tämä ei välttämättä ole alkuunkaan todellisuutta vastaava tilanne ja herääkin kysymys, voisiko kuorman mallintaa laskentaohjelmaan suoraan pohjamaan pintaan jakautuneena edellisen luvun 6.1.1 laskelmien mukaisella tavalla. Kuvassa 6.6. esimerkki siitä, miltä se näyttäisi GeoCalc-ohjelmassa.



Kuva 6.6. Esimerkki jaetun kuorman mallintamisesta GeoCalc ohjelmaan 1,5 m penkereen tapauksessa. Laskentatulokset eivät ole todellisia laskettaessa näin.

Vaikka tierakenne aivan selvästi jakaakin kuormia, on syytä palata lamellimenetelmän teoriaan. Lamellimenetelmä on kaiken kaikkiaan raju yksinkertaistus, eikä sen ole tarkoituskaan kaikilta osin vastata todellisuutta. Lamellimenetelmille on ominaista, että kuorman jakautumista tierakenteessa ei oteta huomioon, vaan kunkin lamellin kohdalla tien pinnalla vaikuttava pystysuora voima projisoidaan suoraan kyseisen lamellin pohjaan vaikuttavaksi voimaksi. Edistyneemmissä laskentamenetelmissä se vaikuttaa myös lamellien välisiin voimiin.

Mallinnettaessa kuorma edellä kuvatulla tavalla GeoCalc laskentaohjelmaan ja laskettaessa kokonaisvarmuutta, saadaan tuloksena huomattavasti todellista suurempia varmuuksia. Tämä johtuu siitä, että kuormaa jakamalla vastoin lamellimenetelmän periaatteita osa siitä joutuu liukupinnan ulkopuolelle eikä näin ollen vaikuta niin suurelta osin lamelleihin. Liukupinnan paikka tarkastelluissa tapauksissa oli hyvinkin samassa kohdassa kuin tavanomaisesti mallintaen. Lopputulos tässä tarkastelussa on se, että kuorman jakautumista ei voida ottaa huomioon lamellimenetelmällä laskettaessa. Mikäli erityisen hyvälaatuisen ja paksun tierakenteen kuormaa jakavia ominaisuuksia halutaan hyödyntää stabiliteettilaskelmissa, täytyy ne tehdä FEM-ohjelmilla.

## 6.2 Stabiliateettilaskenta rajatasapainomenetelmällä

Tässä luvussa esitetään tutkimuksessa tehtyjen stabiliateettilaskentojen tulokset ja käsitellään pengergeometrian, kuorman ja pohjamaaa, huokosylipaineen sekä ajolinjan vaikutusta stabiliateettiin. Laskelmia tehtiin myös eurokoodin mukaisella osavarmuusmenetelmällä ja niitä vertailtiin perinteisellä kokonaisvarmuusmenettelyllä saatuihin tuloksiin. Lisäksi tarkasteltiin päätyvastusten vaikutusta, joka voi saada aikaan merkittävää eroa saman pintapaineen muodostavien, mutta eripituisten kuljetusten välille. Nämä ovat kokonaismassaltaan erikokoisia kuljetuksia, mutta ne muodostavat kalustoratkaisujen vuoksi saman suuruusluokan pintapaineen tielle. Valtaosa laskelmista on tehty rajatasapainomenetelmää hyödyntävällä Novapoint GeoCalc-ohjelmalla. Lisätarkasteluja on tehty elementtimenetelmään pohjautuvalla Plaxis-laskentaohjelmalla.

### 6.2.1 Yleiset oletukset ja laskentarunko

Laskentaa varten muodostettiin runko laajoille tarkasteluille, joiden perusteella voitiin löytää mielenkiintoisimmat laskentatapaukset ja paneutua niihin tarkemmin ja kohdentaa lisätarkastelut tarkoituksenmukaisesti. Laskentarungon määrittivät tärkeimmät stabiliateettiongelman tarkastelussa vaikuttavat muuttujat, joille valittiin Suomen oloissa tyypillisiä arvoja. Kuvassa 6.7. esitetään tasaisen maan muuttujat ja niiden arvot. Muuttujia ovat maaston muoto, pengerkorkeus, kuorma ja pohjamaatyyppi. Eri pengerkorkeuksia tarkasteluihin on valittu kolme, kuormia ja pohjamaavaihtoehtoja neljä kutakin. Pohjamaan osalta on huomionarvoista se, että korkeimman 2,5 m korkean penkereen yhteydessä lujuudeltaan heikointa 10 kPa savea ei ole nähty mielekkääksi tarkastella, vaan se on korvattu lujemmalla, 30 kPa savella. Heikoimmalla savella kokonaisvarmuudet olisivat olleet turhan alhaisia sekä toisaalta niin heikko savi ei ole 2,5 m korkean penkereen alla realistinen, sillä maan leikkauslujuus on jännitystilariippuvainen.

Maaston muoto			
Tasainen			
Pengerkorkeus	Pengerkorkeus	Pengerkorkeus	
h = 0,7 m	h = 1,5 m	h = 2,5 m	
Kuorma	Kuorma	Kuorma	Kuorma
VE0: ei kuormaa	VE1: 10 kPa	VE2: 32 kPa	VE3: 48 kPa
Pohjamaatyyppi	Pohjamaatyyppi	Pohjamaatyyppi	Pohjamaatyyppi
Savi, $S_u = 10/(30)$ kPa	Savi, $S_u = 15$ kPa	Savi, $S_u = 20$ kPa	Siltti, $\varphi = 27^\circ$

Kuva 6.7. Poikkileikkauksen muuttujat tasaisen maan tarkasteluissa.



Sivukaltevalle maastolle on tehty oma laskentamatriisinsa, vaikkakin sivukaltevassa maastossa muuttuvat ominaisuudet ovat samat kuin tasaaisessa ja ainoat eroavat tekijät ovat valituissa pohjamaissa. Selkeyden vuoksi ne on esitetty eri kuvassa. Sivukaltevan maaston laskentamatriisi on esitetty kuvassa 6.8. Sivukaltevaan maastoon ei ollut mielekästä valita tasaisten maaston tapaan kolmea suljetulla leikkauslujuudella tarkasteltavaa maalajia, vaan kaksi oli tarpeeksi.

Sivukaltevaan maastoon erityisen pehmeiden savien muodostuminen ja niiden esiintyminen ei ole kovin todennäköistä, sillä aikojen saatossa ne olisivat valuneet painovoiman vaikutuksesta rinnettä alas tai lujittuneet. Toisaalta suomalaisten savien syntyä pa on sedimentoituminen jääkauden aikaisien jääröiden ja -merien pohjaan, minkä vuoksi ne esiintyvät tyypillisesti maaston alavimmilla paikoilla ja painanteissa eikä niinkään rinteissä. Sivukaltevaan maastoon valittiin kaksi savea ja kaksi silttiä. Toisen siltin kitkakulmaksi valittiin  $\phi' = 30^\circ$ . Maaston kaltevuudeksi valittiin 1:10.



Kuva 6.8. Poikkileikkauksen muuttujat sivukaltevan maan tarkasteluissa.

Poikkeuksellisen painavan tiekuljetuksen stabiliteettiongelmassa edellä esitetyt muuttujat eivät suinkaan ole ainoita vaihtelevia asioita, vaan ainoastaan jäävuoren huippu kaikista asioista. Ne ovat kuitenkin kiinnostavimpia, sillä niiden arvot vaihtelevat runsaasti ja niiden merkitys stabiliteetin kannalta on suuri. Näiden lisäksi stabiliteettiin vaikuttaa muun muassa seuraavat asiat:

- Luiskakaltevuus
- Penkereen leveys
- Pientareen leveys
- Mahdollisen kuivakuorikerroksen paksuus ja materiaaliominaisuudet
- Tien rakennekerrosten paksuus ja materiaaliominaisuudet
- Päällystepaksuus ja -tyyppi
- Pengertäytön materiaaliominaisuudet
- Sivuojan luiskakaltevuus ja syvyys
- Sääolosuhteet ja vuodenaika
- Samanaikainen liikenne rinnakkaisella kaistalla
- Kuormituksen kesto ja dynaaminen luonne
- Kuormitushistoria

Tällaisessa tutkimuksessa on selvää, että mukaan tarkasteluihin voidaan ottaa vain muutamia tärkeimpiä muuttujia ja niistäkin valita vain yksittäisiä tärkeimpiä esimerkkitapauksia. Muista vaikuttavista asioista täytyy tarkasteluihin valita käytännössä vain yksi mahdollisimman edustava tapaus ja hyväksyä tosiasia, ettei tutkimuksen yhteydessä voida laskentatulosten kautta tarkastella kyseisten muuttujien vaikutusta tilanteeseen.

Näihin laskelmiin penkereen luiskakaltevuudeksi on valittu 1:1,5. Tämä on melko jyrkkä luiska ja nykyisten suunnitteluohjeiden mukaan sen yhteydessä tarvitaan reuna-kaide (Tiehallinto, 2004b). Muutoin luiskakaltevuudeksi ohjeessa suositellaan 1:3...1:4. Päätieverkon ulkopuolella jyrkkiä luiskia tavataan kuitenkin usein, joten näin jyrkän luiskan valitseminen on perusteltua. Useimmiten vakavuus jyrkällä luiskalla laskettaessa on varman puolella oleva oletus. Pitkillä liukupinnoilla luiskamateriaalin paino voi sijoittua liukupinnan aktiivipuolelle, jolloin loivempi luiskakaltevuus heikentää vakavuutta.

Penkereen leveydeksi näihin laskelmiin on valittu 8 m. Se edustaa suhteellisen keskimääräistä tiepenkereen leveyttä ja vastaa suunnilleen kantatien tasoisen tiepenkereen leveyttä. Valtateillä penger on usein leveämpi ja seututeillä ja alhaisemman tason väylillä tavataan kapeampia penkereitä. Tässä yhteydessä käytetään 1 m levyistä piennarta, jolloin liikennekuorma mallinnetaan 6 m leveänä tasaisesti jakautuneena kuormana. Erikoiskuljetuskuorma mallinnetaan 3 m leveänä ja pääsääntöisesti siten, että se sijaitsee tien keskilinjaa oikealla puolella omalla ajokaistalla. Muutamia laskentatarkasteluja tehdään vertailun vuoksi heikon vakavuuden tilanteissa siten, että etsitään paras stabiiliteetin arvo sijoittamalla kuorma joko keskelle tietä tai toiselle puolelle kuvan 6.11. mukaisesti.

Suomalaisilla savialueilla varsinaisen pehmeän savikerroksen päällä sijaitsee pohjavedenpinnan yläpuolella useimmiten kuivakuorikerros, joka on lujempaa kuin sen alla oleva savi. Kuivakuorikerroksen paksuus vaihtelee luonnollisesti kohteen mukaan ja se voi olla useitakin metrejä. Näihin laskelmiin on valittu käytettäväksi suhteellisen maltillinen 1 m paksu kuivakuorikerros. Laskennassa sen ominaisuuksiksi on valittu usein suunnittelussa käytettävä suljetun leikkauslujuuden arvo  $S_u = 30 \text{ kPa}$  ja tilavuuspaino  $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$ . Todellisuudessa kuivakuorisaven lujuus on usein paljon suurempi, mutta toisaalta se voi olla halkeillutta tai sen paksuus voi vaihdella, joten on perusteltua käyttää todellista alhaisempaa lujuutta. Silttisillä alueilla nimenomaista kuivakuorisavea ei voida sanoa esiintyvän, mutta sielläkin pohjavedenpinnan yläpuolella esiintyy usein hieman lujittunut maakerros. Näissä laskelmissa kyseiselle kerrokselle on valittu käytettäväksi tehokkaat lujuusparametrit koheesio  $c' = 5 \text{ kPa}$  ja kitkakulma  $\phi'$  sama kuin alla olevassa kerroksessa. Tilavuuspaino on myös sama  $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$  kuin alla olevassa kerroksessa.

Tien rakennekerrosten vaikutus stabiiliteettiin perinteisessä LEM-laskennassa ei ole kovin merkittävä, sillä rakennekerroksissa liukupinnan pituus ei ole kovin suuri, joten näissä vaikuttava lujuuskaan ei ole lopputuloksen kannalta erityisen merkittävä. Näissä laskentatarkasteluissa koko tiepenkereen ja tien rakennekerrosten materiaalin parametrien on päätetty olevan samat. Kitkakulman arvoksi on valittu  $\phi' = 35^\circ$  ja tilavuuspainoksi  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ . Päällysteen vaikutusta ei perinteisesti oteta huomioon stabiiliteettilaskelmissa. Usein merkittävä tilanne stabiiliteetin kannalta osuu teille, joissa kulutuskerros on soraa tai pehmyttä asfalttibetonia. Näiden päällystemateriaalien käyttäytyminen leikkausrasituksissa ei eroa kitkamaalajeista merkittävästi.

Sivuojan vaikutus stabiliteettiin on kohtuullisen merkittävä, sillä vaarallisin liukupinta hakeutuu usein juuri ojan pohjaan. Näissä laskelmissa ojan luiskakaltevuudeksi on valittu sama 1:1,5 kuin tiepenkereenkin osalta ja syvyydeksi 0,5 m, eli puolet kuiva-kuorikerroksen paksuudesta. Sääolosuhteiden ja ympäristötekijöiden vaikutuksesta maakerrokseen on kirjoitettu tarkemmin kappaleessa 2.4 . Näissä laskelmissa ei ole tarkasteltu sääolosuhteiden ja ympäristötekijöiden vaikutusta, mutta niihin on syytä kiinnittää huomiota, jos tarkasteltava raskas kuljetus ajoittuu esimerkiksi kevään keli-rikkoajalle. Lisäksi pitkään jatkuva sade voi hetkellisesti nostaa huokosvedenpainetta ja siten vähentää tehokasta jännitystä maakerroksissa, mikä johtaa stabiliteetin heikkenemiseen.

Erikoiskuljetukseen nähden rinnakkaisella kaistalla kulkevalla liikenteellä voi olla merkitystä stabiliteettiin. Normaali liikennekuorma mallinnetaan aina molemmille kaistoille yhtä aikaa, mutta erikoiskuljetuskuorman yhteydessä se on päätetty jättää mallintamatta. Poikkeuksellisen painavien tiekuljetusten yhteydessä liukupinnan sijainti on tyypillisesti sellainen, että rinnakkaisella kaistalla olevalla kuormalla ei ole vaikutusta stabiliteettiin. Toisaalta pitkien liukupintojen tapauksessa, jossa alueellinen stabiliteetti on liian alhainen, voi liukupinta erityistapauksissa sijoittua siten, että toisellakin kaistalla oleva liikennekuorma vaikuttaa vakavuuteen. Rinnakkainen liikenne on otettava huomioon, mikäli raskaillakin kuormilla liukupinnat ovat pitkiä ja alueellinen vakavuus heikko.

Kuormituksen kesto ja dynaaminen luonne vaikuttavat kuormitukseen merkittävästi. Perinteisesti stabiliteettitarkasteluissa mitoitettavaksi tilanteeksi nähdään se, kun tarkasteltava kuorma on pysähtyneenä penkereen päällä ja huokosylipaine pääsee kehittymään. Näin ollen kuorman osalta ei luonnollisestikaan huomioida dynaamista lisää. Maan lujuus on hyvin lyhytaikaisessa kuormituksessa suurempi kuin pitkäkestoisessa, mutta toisaalta erittäin raskaan kuorman yhteydessä dynaaminen lisäksi voi olla suuri. Näissä laskelmissa dynaamista lisää ei ole otettu huomioon, mutta se voi olla merkityksellinen esimerkiksi sillan tulopenkereillä, joissa on painumaeroja ja epätaisaisuutta. Toisaalta kuormituksen jatkuessa pidempään maakerrokseen muodostuu huokosylipainetta, jonka vaikutuksia on käsitelty teoriakappaleessa 3.2 ja laskelmissa kappaleessa 6.2.8 .

Tässä luvussa esitetyillä oletuksilla ja valituilla laskentaparametrien arvoilla lasketut kokonaisvarmuudet sortumaa vastaan laskentarunon osalta on esitetty taulukossa 6.2. Nämä laskelmat on tehty Bishopin menetelmällä. Taulukossa punaisella reunavivalla merkittyjen tapausten laskentatulosteet on esitetty liitteessä 2.

Taulukko 6.2. Stabiliateetilaskennan tulokset laskentarungon osalta. Laskettu kokonaisvarmuuslukumenetelmällä. Punaisella reunaviivalla merkittyjen tapauksen laskentatulosteet on esitetty liitteessä 2.

Maaston muoto	Pengerkorkeus [m]	Pohjamaatyyppi	Kuorma [kN/m <sup>2</sup> ]			
			0	10	32	48
Tasainen	0,7	$\varphi = 27^\circ$	3,35	2,61	1,89	1,62
		$S_u = 20 \text{ kPa}$	6,89	4,40	2,38	1,80
		$S_u = 15 \text{ kPa}$	6,21	3,87	2,06	1,55
		$S_u = 10 \text{ kPa}$	5,37	3,22	1,70	1,26
Tasainen	1,5	$\varphi = 27^\circ$	2,24	1,99	1,67	1,50
		$S_u = 20 \text{ kPa}$	3,47	2,75	1,84	1,50
		$S_u = 15 \text{ kPa}$	3,09	2,41	1,59	1,28
		$S_u = 10 \text{ kPa}$	2,55	1,94	1,30	1,04
Tasainen	2,5	$\varphi = 27^\circ$	1,79	1,69	1,51	1,41
		$S_u = 30 \text{ kPa}$	2,59	2,35	1,86	1,63
		$S_u = 20 \text{ kPa}$	2,21	1,94	1,50	1,29
		$S_u = 15 \text{ kPa}$	1,93	1,69	1,29	1,11
Sivukalteva	0,7	$\varphi = 30^\circ$	2,58	2,25	1,84	1,63
		$\varphi = 27^\circ$	2,55	2,12	1,67	1,48
		$S_u = 20 \text{ kPa}$	2,83	2,60	1,96	1,54
		$S_u = 15 \text{ kPa}$	2,32	2,14	1,68	1,32
Sivukalteva	1,5	$\varphi = 30^\circ$	2,14	1,82	1,60	1,50
		$\varphi = 27^\circ$	1,93	1,74	1,55	1,41
		$S_u = 20 \text{ kPa}$	2,30	2,11	1,55	1,30
		$S_u = 15 \text{ kPa}$	1,89	1,71	1,31	1,10
Sivukalteva	2,5	$\varphi = 30^\circ$	1,79	1,59	1,45	1,39
		$\varphi = 27^\circ$	1,62	1,56	1,43	1,35
		$S_u = 20 \text{ kPa}$	1,72	1,53	1,26	1,12
		$S_u = 15 \text{ kPa}$	1,40	1,25	1,06	0,93

Värien selite
< 1,0
1,0..1,3
1,3..1,5
1,5..2,0
≥ 2,0

### 6.2.2 Pengergeometrian vaikutus

Pengergeometrian vaikutusta stabiileettiin on tarkasteltu pengerkorkeuden suhteen sekä vertaillen tasaisen maan ja sivukaltevan maan tilanteita taulukon 6.2 mukaisesti. Laskentojen perusteella voidaan todeta pengerkorkeuden vaikuttavan stabiileettiin odotetusti siten, että suurempi pengerkorkeus heikentää stabiileettia muiden olosuhteiden pysyessä vakiona niin tasaisessa kuin sivukaltevassakin maastossa. Toisaalta taas korkeammilla penkereillä kuorman vaikutus stabiileettiin on vähäisempi kuin matalilla penkereillä. Sivukaltevassa maastossa stabiileetti on myös odotetusti tasaista heikompi.

Tasaisessa maastossa pengerkorkeuden muutoksen vaikutus on selkeästi havaittavissa laskentatuloksista. Laskentatulokset pengerkorkeuksien vertailun näkökulmasta on esitetty liitteen 3 sivulla 1 ja Liitteessä 2 on esimerkkitulosteita (ks. taulukko 6.2) stabiileettilaskelmista. Tehokkailla lujuusparametreilla ja kokonaisjännitysanalyysillä tulokset poikkeavat odotetusti toisistaan. Tehokkailla parametreilla laskettaessa pengerkorkeuden nousu 0,7 m:stä 1,5 m:iin johtaa kaikilla kuormavaihtoehdoilla keskimäärin 19 % varmuuden alenemiseen ja erikoiskuljetuskuormilla keskimäärin 10 % varmuuden alenemiseen. Vastaavasti pengerkorkeuden nousu 0,7 m:stä 2,5 m:iin joh-

taa kaikilla kuormilla keskimäärin 38 % ja erikoiskuljetuskuormilla 18 % varmuuden alenemiseen.

Kokonaisjännitysanalyysillä varmuus alenee huomattavasti enemmän kuin tehokkaila lujuusparametreilla. Tällöin pengerkorkeuden nousu 0,7 m:stä 1,5 m:iin aiheuttaa kaikilla kolmella pohjamaavaihtoehdolla kaikki kuormavaihtoehdot huomioiden saman 32 % varmuuden alenemisen. Erikoiskuljetuskuormilla kaikissa tapauksissa tapahtuu myös samansuuruinen 20 % keskimääräinen varmuuden aleneminen. Vastaaavasti pengerkorkeuden nousu 0,7 m:stä 2,5 m:iin johtaa kaikilla kuormilla keskimäärin 48 % ja erikoiskuljetuskuormilla 33 % varmuuden alenemiseen. Poikkeavan lujuuden omaava  $S_u = 30$  kPa savi on jätetty vertailuista pois, sillä 0,7 m ja 1,5 m penkereiden tapauksissa sitä ei sisällytetty laskelmiin.

Syyt siihen, että tehokkailla lujuusparametreilla varmuus ei alene pengerkorkeuden lisääntyessä yhtä paljon kuin suljetulla leikkauslujuudella on se, että maan lujuus on jännitystilariippuvainen ja laskentaan valitut tehokkailla lujuusparametreilla laskettavat maakerrokset ovat jo ilman lisäkuormaa lujempia kuin kokonaisjännitysanalyysillä laskettavat. Laskentaohjelma huomioi Mohr-Coulombin murtoehdon (kaava 3.2) mukaisesti korkeammalla penkereellä korkeamman jännitystilan penkereen alla, joten myös leikkauslujuus on korkeamman penkereen alla suurempi. Tässä yhteydessä ei ole myöskään huomioitu huokosvedenpaineen vaikutusta, joten koko penkereen kasvusta tuleva jännityslisäys näkyy täysimääräisenä tehokkaan jännityksen lisäyksenä.

Tosiasiassa myös koheesiomailla, joilla vakavuustarkastelut tehdään yleensä käyttäen suljettua leikkauslujuutta, todellinen leikkauslujuus on vanhan tiepenkereen alapuolella suurempi kuin viereisessä luonnontilaisessa maaperässä. Tiepenkereen rakentamisen aiheuttama kokonaisjännitysten lisääntyminen maaperässä aiheuttaa pitkällä aikavälillä hienorakeisten maakerrosten konsolidoitumista, jonka yhteydessä maakerrokset kokoonpuristuvat, niistä poistuu vettä ja tehokkaat jännitykset kasvavat. Tämä lisää maan leikkauslujuutta. Vanhan penkereen alla oleva ns. lujittumisvyöhyke voidaan ottaa laskelmissa huomioon, mutta maan todellista lujittuneisuutta on vaikea arvioida tarkasti ilman pohjatutkimuksia. Lujittumisvyöhykkeiden hyödyntäminen suunnittelussa voidaan tehdä esimerkiksi Ratahallintokeskuksen julkaisun B 15 "Radan stabiiliteetin laskenta, olemassa olevat penkereet" mukaisesti RHK, (2005).

Sivukaltevassa maastossa pengerkorkeuden muutoksen vaikutus vakavuuteen on hieman pienempi kuin tasaisessa maastossa. Pengerkorkeuden nousu 0,7 m:stä 1,5 m:iin aiheuttaa sivukaltevassa maastossa tehokkailla jännityksillä lasketuissa tapauksissa kaikilla kuormavaihtoehdoilla keskimäärin 14 % alenemisen varmuuteen. Samassa tilanteessa erikoiskuljetuskuormilla varmuus alenee keskimäärin 8 %. Vastaaavasti pengerkorkeuden nousu 0,7 m:stä 2,5 m:iin aiheuttaa kaikilla kuormilla keskimäärin 23 % ja erikoiskuljetuskuormilla keskimäärin 15 % varmuuden alenemisen.

Suljetulla leikkauslujuudella laskettaessa varmuus heikkenee myös sivukaltevassa maastossa enemmän kuin tehokkailla lujuusparametreilla. Pengerkorkeuden nousu 0,7 m:stä 1,5 m:iin saa sekä kaikilla kuormilla keskimäärin, että erikoiskuljetuskuormilla keskimäärin aikaan 19 % alenemisen varmuudessa. Pengerkorkeuden nousu taas 0,7 m:stä 2,5 m:iin aiheuttaa kaikilla kuormilla keskimäärin 36 % varmuuden alenemisen ja erikoiskuljetuskuormilla 32 % varmuuden alenemisen.

Sivukaltevassa maastossa muutoin samanlaisissa olosuhteissa stabiliteetti on odotetusti laskelmien mukaan heikompi kuin tasaisella maalla. Tämä voidaan havaita niin taulukon 6.2. arvoista, kuin yllä tulkitusta pengerkorkeuden vaikutuksen arvioinnista. Kaikkein selvimmin tämä asia käy kuitenkin ilmi, kun vertaillaan suoraan sivukaltevan maan laskentatuloksia tasamaan vastaaviin tuloksiin. Tässä pohjamaatyypin  $\phi = 30^\circ$  jää pois luvuista, sillä vastaavaa pohjamaatyypin ei tarkasteltu tasamaalla. Kaikki muut sivukaltevassa maastossa tarkastellut pohjamaatyypit olivat käytössä kaikissa tasamaan kohteissa.

Liitteen 3 sivulla 2 on esitetty vertailulaskelmia tasamaan ja sivukaltevan maan laskentatulosten eroista. Laskelmista voidaan yksiselitteisesti todeta, että tasamaan ja sivukaltevan maan tilanteiden suhteellinen ero pienenee pengerkorkeuden kasvaessa. On kuitenkin muistettava, että samaan aikaan vakavuus ylipäänsä molemmissa tapauksissa pienenee.

Tehokkailla lujuusparametreilla laskettaessa vakavuus on sivukaltevassa maastossa keskimäärin 11 % alhaisempi. Toisaalta erikoiskuljetuskuormien osalta ero on vain 7 %. Matalimmalla eli 0,7 m penkereellä ero on keskimäärin kaikilla kuormilla 16 % ja erikoiskuljetuskuormalla keskimäärin 10 %. 1,5 m korkealla penkereellä erot ovat hyvin lähellä keskimääräistä. Tasamaahan verrattuna varmuus on kaikilla kuormilla keskimäärin 10 % ja erikoiskuljetuskuormilla 7 % alhaisempi. Korkeimmalla 2,5 m penkereellä varmuus on kaikilla kuormilla keskimäärin 7 % ja erikoiskuljetuskuormilla 5 % alhaisempi.

Suljetulla leikkauslujuudella laskettaessa erot ovat jälleen suurempia. Vakavuus sivukaltevassa maastossa on kaikilla kuormilla keskimäärin 26 % ja erikoiskuljetuskuormilla 16 % alhaisempi. Ero tehokkailla jännityksillä laskettuihin tilanteisiin on 15 ja 9 prosenttiyksikköä. Matalimmalla penkereellä ero on keskimäärin kaikilla kuormilla 34 % ja erikoiskuljetuskuormilla 16 %. Taas 1,5 m penkereellä ero on hieman pienempi, keskimäärin kaikilla kuormilla 23 % ja erikoiskuljetuskuormilla 15 %. Korkeimmalla 2,5 m penkereellä erot ovat 20 % ja 16 %.

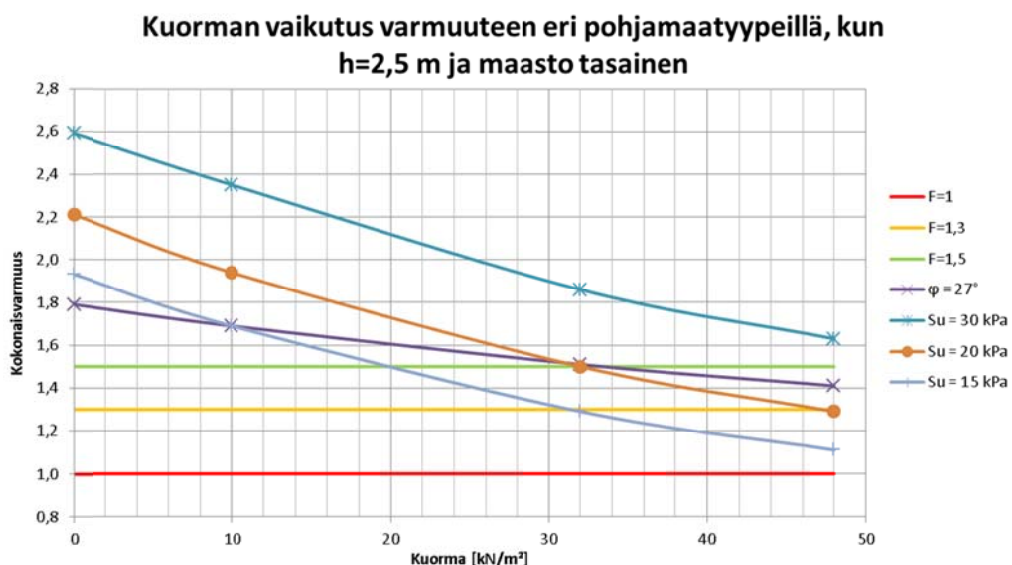
Syy sille, että korkeammalla penkereellä suhteellinen ero on pienempi on se, että vertailtavassa tasamaan tilanteessakin korkealla penkereellä varmuudet ovat hyvin maltillisissa lukemissa. Yli 2,00 kokonaisvarmuuksia ei juuri tavata tasamaallakaan näillä vertailussa olleilla maaparametreilla, kun taas 0,7 m penkereellä tasamaalla voidaan tavata jopa yli 6,00 kokonaisvarmuuksia. Sivukaltevassa maastossa suurin tavattu kokonaisvarmuus oli näissä laskelmissa vain 2,83.

Tarkastelujen ja havaintojen pohjalta voidaan tärkeimmäksi asiaksi pengergeometrian suhteen todeta pengerkorkeuden suuri vaikutus stabiliteettiin. Etsittäessä poikkeuksellisen painavien tiekuljetusten kannalta reitin vaarallisimpia ja huomionarvoisimpia kohteita, on syytä kiinnittää erityisesti huomiota pengerkorkeuteen. Kohteet, joissa esiintyy korkeita penkereitä potentiaalisesti heikolla pohjamaalla, ovat riskialttiita. Pienetkin erot pengerkorkeudessa vaikuttavat merkittävästi kokonaisvarmuuteen.

### 6.2.3 Kuorman ja pohjamaan vaikutus

Pengergeometrian ohella eniten stabiliteettiin vaikuttavia muuttujia ovat penkereen päälle kohdistuva kuorma ja kohteen pohjaolosuhteet. Tässä luvussa on käsitelty laskentarungon tuloksia näiden muuttujien osalta ja tuloksista tehtyjä havaintoja. Taulukko laskelmista ja kuvaajat kuorman vaikutuksesta on esitetty liitteen 3 sivuilla 3–6. Liitteestä on poimittu kaksi esimerkkitapausta kuviin 6.9. ja 6.10. Kuvaajia ja taulukoita tarkasteltaessa on syytä muistaa, että normaali liikennekuorma  $10 \text{ kN/m}^2$  vaikuttaa 6 m levyisenä kaistana tiepenkereen päällä, kun taas erikoiskuljetuskuormat vaikuttavat 3 m leveänä kaistana penkereen keskikohdan oikealla puolella. Näin ollen kuvaajat eivät varsinaisesti todellisuudessa ole jatkuvia  $10 \text{ kN/m}^2$  ja  $32 \text{ kN/m}^2$  välisellä osuudella. Toisaalta kuitenkin liukupintojen taipumus hakeutua kuorman lisääntyessä kohti tien reunaa johtaa siihen, että tämä ero on harvoissa tapauksissa merkittävä, sillä vaarallisimman liukupinnan ulkopuolelle jäänyt osa kuormasta ei vaikuta rajatasapainomenetelmällä laskettaessa lopputulokseen.

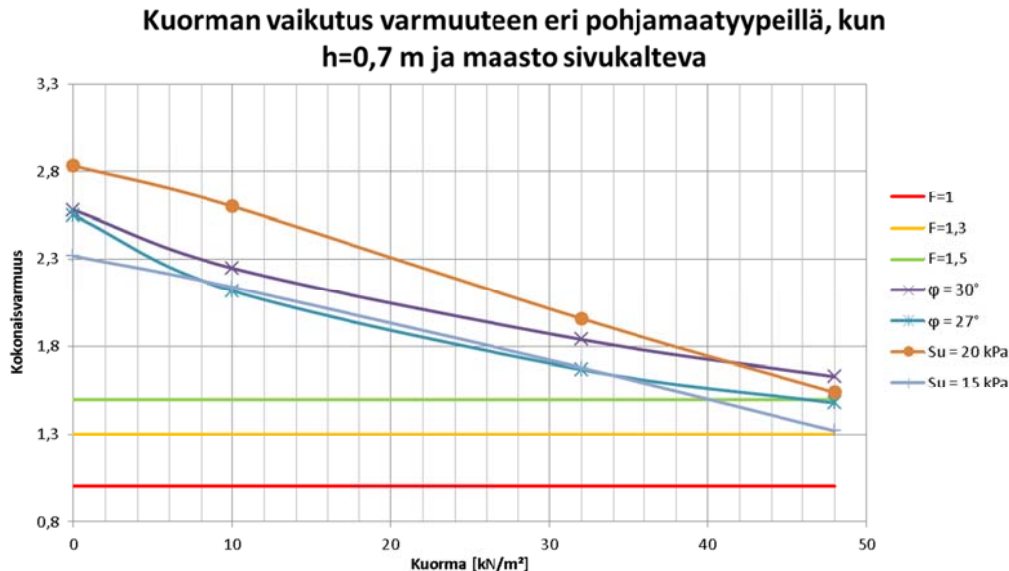
Liitteen 3 sivujen 4–6 kuvaajista voidaan todeta, että kaikissa tarkastelluissa tilanteissa kokonaisjännitysanalyysillä lasketut tapaukset käyttäytyvät tietyllä tavalla ja tehokkailla lujuusparametreilla lasketut tietyllä tavalla. Nämä poikkeavat keskenään selkeästi toisistaan. Kaikissa tilanteissa suhteellinen varmuuden lasku kuormaa lisättäessä on huomattavasti vähäisempää tehokkailla lujuusparametreilla kuin suljetulla leikkauslujuudella laskettaessa, mikä näkyy kuvaajissa loivempänä käyrien laskuna, kuten esimerkiksi kuvasta 6.9. voidaan todeta.



Kuva 6.9. Kuvaaja kuorman vaikutuksesta varmuuteen eri pohjamaatyypeillä. Pengerkorkeus  $2,5 \text{ m}$  ja maasto tasainen.

Tasamaan kohteissa kokonaisjännitysanalyysillä ilman kuormaa varmuudet ovat sangen korkeissa lukemissa, laskien jyrkästi kuormaa lisättäessä etenkin matalilla pengerkorkeuksilla. Kaikissa tapauksissa eri pohjamaan lujuuksilla käyrät käyttäytyvät hyvin samankaltaisesti varmuuden laskiessa tasaisesti saman verran samalla kuormituslisäyksellä. Sivukaltevassa maassa tehokkailla lujuusparametreilla tämä harmonia hieman järkkyy. Poikkeamat käyrien muodoissa johtuvat pääasiassa siitä, että sivukaltevassa maastossa vaarallisin liukupinta ei aina löydy kaikilla kuormilla yhdestä paikasta, vaan hieman pidemmällä liukupinnalla varmuus voi olla hyvin lähellä varmuutta lyhyen vaarallisimman liukupinnan kanssa. Toisella kuormalla vaarallisin liu-

kupinta voi olla lyhyempi ja toisella kuormalla pidempi vaihtoehto, mikä voi aiheuttaa kuvaajiin epäloogisen näköisiä muotoja. Nämä koskevat kuitenkin lähinnä tilanteita, jossa kuormaa ei ole tai se on pieni. Erikoiskuljetuskuormilla lyhyet ojaan päättyvät liukupinnat ovat pääsääntöisesti vaarallisimpia. Esimerkiksi kuvasta 6.10. voidaan käyrän  $\varphi = 27^\circ$  osalta havaita mainittua liukupitojen eroista johtuvaa epäloogista käyttäytymistä välillä 0...10 kN/m<sup>2</sup>.



Kuva 6.10. Kuvaaja kuorman vaikutuksesta varmuuteen eri pohjamaatyypeillä. Pengerkorkeus 0,7 m ja maasto sivukalteva.

Liitteen 3 sivun 3 taulukosta voidaan havaita pengerkorkeuden ja kuorman vaikutusten yhteys. Tasamaalla suljetulla leikkauslujuudella laskettaessa 32 kN/m<sup>2</sup> kuormalla 0,7 m penkereellä kokonaisvarmuusluku laskee 10 kN/m<sup>2</sup> kuormaan verrattuna keskimäärin 47 %, 1,5 m penkereellä 33 % ja 2,5 m penkereellä ainoastaan 22 %. Vastaavasti 48 kN/m<sup>2</sup> kuormalla 0,7 m penkereellä kokonaisvarmuusluku laskee keskimäärin 60 %, 1,5 m penkereellä 46 % ja 2,5 m penkereellä ainoastaan 33 %. Tulosten perusteella ero 32 kN/m<sup>2</sup> ja 48 kN/m<sup>2</sup> pintakuormien välillä on hyvin merkittävä ja varmuuden voidaan tällä välillä todeta laskevan suhteellisen lineaarisesti kuorman kasvun suhteen.

Erityisen merkillepantavaa edellä käsitellyissä tasamaan laskentatuloksissa on se, että varmuus laskee kuormaa lisättäessä hyvin tarkalleen saman verran pohjamaan lujuudesta riippumatta. Tasamaalla jokaisella pengerkorkeudella tarkasteltiin kolmen eri lujuuden savia. Kuorman kasvaessa välillä 10 kN/m<sup>2</sup> ja 32 kN/m<sup>2</sup> ero varmuuden alenemisessa pienimmän ja suurimman arvon välillä oli 2,8 prosenttiyksikköä ja kuorman kasvaessa välillä 10 kN/m<sup>2</sup> ja 48 kN/m<sup>2</sup> ero pienimmän ja suurimman välillä oli enimmillään 3,7 prosenttiyksikköä. Tulosten perusteella pehmeillä pohjamailla erot nousivat suurimmiksi siten, että heikoimmilla savilla varmuus laski eniten. Ero oli kuitenkin hyvin marginaalinen. Näistä havainnoista voidaan todeta, että samalla kuormituslisäyksellä varmuus alenee pohjamaan suljetun leikkauslujuuden arvosta riippumatta suhteessa kutakuinkin saman verran.



Samalta liitteen 3 sivulta 3 voidaan tarkastella kuorman vaikutusta vakavuuteen myös sivukaltevan maaston osalta. Sivukaltevassa maastossa sekä tehokkailla lujuusparametreilla, että suljetulla leikkauslujuudella tehtiin tarkasteluja kahdelle eri pohjamaatyypille. Tästä johtuen kummankaan osalta tarkastelussa ei jouduttu tyytymään ainoastaan yhteen tapaukseen pengerkorkeutta kohden, mutta toisaalta kummankaan osalta ei saatu tarkasteltavaksi kolmea tapausta pengerkorkeutta kohden. Näistä tuloksista voidaan vähäisestä otosmäärästä huolimatta todeta, että varmuuden muutos kuorman suhteen on samansuuntaista kuin tasamaallakin. Sivukaltevan maan osalta tuloksia vääristää jo aiemmin mainittu ilmiö vaarallisimman liukupinnan sijainnin vaihtelussa lähinnä ilman kuormaa tai kevyellä kuormalla.

Yhteenvetona kuorman vaikutuksesta vakavuuteen voidaan todeta, että kuormalla todella on suuri merkitys kokonaisvarmuuteen. Pahimmillaan laskentatilanteissa on tultu jopa pienemmällä erikoiskuljetuskuormalla varmuustasoon 1,30 tai alle tilanteesta, jossa normaalilla liikennekuormalla varmuus on 1,94. Sama varmuustaso on alitettu myös kahdessa muussa tapauksessa, joissa lähtötilanteen varmuustaso on ollut hyvällä tasolla 1,69 ja 1,53. Suuremmalla erikoiskuljetuskuormalla varmuustaso 1,30 on alitettu seitsemässä tilanteessa, joissa normaalilla liikennekuormalla varmuus on yli normaalin tavoitearajan 1,50.

Seuraavaksi tarkastellaan tarkemmin pohjamaan vaikutusta stabiliteettiin, vaikka sitä on käsitelty jo edellisessäkin luvussa 6.2.2. Edellisessä luvussa tarkastelut tehtiin pengergeometrian näkökulmasta, kun tässä vaikutusta tarkastellaan kuorman näkökulmasta. Käytännössä poikkeuksellisen painavissa tiekuljetuksissa kuljetuksen kokonaispaino ja reitti tiedetään ja voidaan määrittää tarkasti. Reitiltä tien geometriaa voidaan jokseenkin arvioida silmämääräisesti ja käyttää apuna nykyisin käytössä olevaa Liikenneviraston tiekuva-palvelua tai erinäisiä verkkopalveluja, joista löytyy kuvamateriaalia tieverkolta. Kaikista vaikeimmin määritettävissä oleva merkittävästi stabiliteettiin vaikuttava lähtötieto onkin pohjamaan laatu ja sen ominaisuudet. Näitä tietoja on saatavilla yleensä hyvin rajallisesti, ja alempiluokkaisilta teiltä niitä saadaan harvoin ensinkään.

Pohjamaaolosuhteiden arvioimiseksi suunnittelijalla on karkeassa tarkastelussa käytettävissä käytännössä maastokartat, GTK:n maaperäkartat ja verkon kuvapalvelut, joiden perusteella maaston muotoja ja kasvillisuutta tarkastelemalla voidaan arvioida maaperän laatua. Geotekninen suunnittelija voi maaperämuodostelmien muodostusmekanismit tuntien kriittisesti arvioida kokemuksensa ja tietämyksensä perusteella edellisten lähteiden tietoja ja näitä yhdistelemällä muodostaa lopullisen arvion maaperän laadusta. Tämä lopputulos on kuitenkin vain karkea arvio. Pelkän maalajien perusteella voidaan saada selville ainoastaan varmuuden suuruusluokka. Tarkempiin tarkasteluihin ja laskelmiin tarvitaan pohjatutkimuksia ja laboratoriokokeita.

Liitteen 3 sivulla 7 on esitetty vertailulaskelmia siitä, kuinka erot pohjamaan suljetussa leikkauslujuudessa vaikuttavat kokonaisvarmuuteen eri tapauksissa. Suljetun leikkauslujuuden tarkastelut nousevat tässä keskiöön, sillä useimmiten stabiliteetin kannalta ongelmalliset tilanteet sijoittuvat savialueille ja tavanomaisin tapa arvioida saven lujuutta on nimenomaan suljettu leikkauslujuus, joka määritetään yleensä siipikairauksin. Liitteen tarkasteluihin vertailun lähtökohdaksi on valittu kohtuullisen luja 20 kPa savi, joka on ollut kaikissa tarkasteluissa mukana. Korkeudeltaan 0,7 ja 1,5 m penkereiden tapauksissa vertailtavina on 15 ja 10 kPa savet, kun 2,5 m tapauksessa vertailtavat savet ovat lujuudeltaan 15 ja 30 kPa.

Laskelmien tuloksia vertailtaessa voidaan tehdä havainto, että käytetyssä laskentamallissa kaikilla pengerkorkeuksilla lujuuden aleneminen 20 kPa:sta 15 kPa:iin aiheuttaa keskimäärin saman noin 13 % alenemisen varmuuslukuun. Kahden tarkasteltavan tilanteen osalta sama havainto voidaan tehdä lujuuden alentuessa 20 kPa:sta 10 kPa:iin. Molemmissa tapauksissa varmuuden aleneminen on noin 29 % eli hieman yli kaksinkertainen verrattuna edelliseen. Toisaalta taas 2,5 m penkereen osalta tehdyssä tarkastelussa huomattiin, että lujuuden nousu 20 kPa:sta 30 kPa:iin lisää varmuutta erikoiskuljetuskuormilla noin 25 %. Tämä on taasen hieman pienempi muutos kuin 20 kPa ja 10 kPa välillä. Johtopäätöksenä näistä tarkasteluista voidaan todeta, että lineaarinen muutos pohjamaan suljetussa leikkauslujuudessa ei aiheuta lineaarista muutosta varmuudessa. Tämä johtuu siitä, että liukupinta ei kulje koko matkaa materiaalisissa, jonka ominaisuuksia muutetaan. Mikäli kaikkien maakerrosten lujuutta alennettaisiin samassa suhteessa, alenisi myös varmuus samassa suhteessa. Laskelmien perusteella tällaisissa pehmeän pohjamaan tilanteissa, joissa liukupinta kulkee valtaosin pohjamaassa, varmuus alenee tietyllä lujuuden alentamisella sitä enemmän mitä heikommasta pohjamaasta on kyse.

Laskentatulosten perusteella havaitaan myös se, että varmuus ei laske lujuuden alentuessa yhtä paljon eri kuormilla. Kaikkien tarkasteltavien tilanteiden osalta tulokset ovat samankaltaiset siten, että maakerroksen lujuuden aleneminen alentaa varmuutta suuremmilla kuormilla enemmän kuin pienillä. Tarkasteltavissa tapauksissa lujuuden laskiessa 20 kPa:sta 15 kPa:iin varmuus laskee  $48 \text{ kN/m}^2$  kuormalla noin 1–3 prosenttiyksikköä enemmän kuin  $10 \text{ kN/m}^2$  kuormalla. Vastaavasti lujuuden laskiessa 20 kPa:sta 10 kPa:iin varmuus laskee  $48 \text{ kN/m}^2$  kuormalla 3–4 prosenttiyksikköä enemmän kuin normaalilla liikennekuormalla.

Liitteen 3 sivujen 4-6 kuvaajista voidaan todeta, että kaikilla kitkakulmalla  $\varphi' = 30^\circ$  lasketuista pohjamaista on saavutettu suurilla kuormilla suuremmat varmuudet kuin yhdelläkään tarkastelun kohteena olleella suljetun leikkauslujuuden  $S_u \leq 20 \text{ kPa}$  omaavalla savella. Kitkakulma  $\varphi' = 30^\circ$  vastaa keskitiivistä karkeaa silttiä tai löyhää hiekkaa. Näistä tuloksista voidaan päätellä, että stabiliteettiongelmat keskittyvät selkeästi alueille joissa maaperä on turvetta, savea tai hienoa silttiä, eivätkä niinkään alueille, joissa pohjamaa on karkeaa silttiä, hiekkaa, soraa tai moreenia.

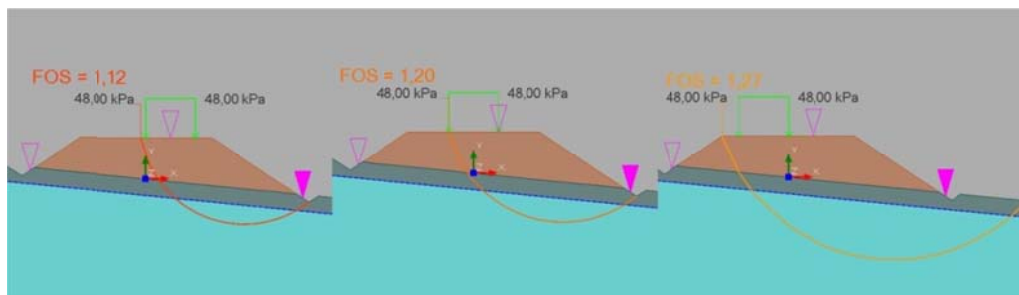
Tarkasteluissa tärkeimpänä pohjamaan osalta todettuna asiana voidaan pitää sitä, että pohjamaan laadun ja lujuuden vaikutus stabiliteettiin on erittäin merkittävä. Ensinnäkin karkearakeisten maalajien alueet voidaan todeta jo pelkästään kartta- ja maaperäkarttatarkasteluilla stabiliteetin osalta pääpiirteissään vähemmän kiinnostaviksi. Näillä alueilla potentiaalisia ongelmakohtia vakavuuden suhteen ovat paikat, joissa tiepenger on erityisen korkea ja/tai jyrkkä. Tällaisia paikkoja voi olla esimerkiksi sillan tulopenkereillä tai erilaisten maaperämuodostumien, kuten harjujen tai drumliinien rinteissä.

Karttojen ja maaperäkarttojen perusteella löydetty pehmeän pohjamaan alueet ovat sen sijaan lähtökohtaisesti aina potentiaalisia ongelmakohteita kunnes toisin todistetaan. Luotettavaa tietoa stabiliteetista turve-, savi- ja silttialueilla voi saada ainoastaan tekemällä laskentatarkasteluja pohjatutkimusten ja laboratoriokokeiden perusteella.

### 6.2.4 Ajolinjan vaikutus varmuuteen

Tässä luvussa käsitellään laskentatarkasteluja, joissa arvioidaan ajolinjan vaikutusta varmuuteen rajatapauksissa. Vertailulaskelmien tulokset on esitetty liitteen 3 sivulla 8. Laskelmia on tehty kuudelle eri tilanteelle, jotka valittiin laskentarunon perusteella etsien tilanteita, joissa varmuudet ovat erikoiskuljetuskuormilla välillä 1,0...1,5. Näitä tilanteita tarkastelemalla voidaan tutkia, kuinka varmuuteen voidaan vaikuttaa ajolinjan muutoksilla tapauksissa, joissa varmuus on omalla kaistalla ajaen juuri ja juuri alle sallitun.

Tasaisen maan kohteissa tarkasteltiin kahta eri ajolinjaa, normaalia ja keskellä tietä ajettua. Normaalilla ajolinjalla kuorman vaikutus alkaa tien keskilinjalta ja ulottuu 3,0 m sen oikealle puolelle. Keskellä tietä kuorma ulottuu 1,5 m keskilinjaa vasemmalla puolelta 1,5 m keskilinjaa oikealle puolelle. Sivukaltevassa maastossa tarkasteluun otettiin myös kolmas ajolinjavaihtoehto, jossa kuorma on sijoitettu keskilinjaa vasemmalle puolelle ikään kuin peilikuvana normaaliin ajolinjaan nähden. Kuvassa 6.11. on esitetty kaikki kolme ajolinjavaihtoehtoa sekä kokonaisvarmuudet näiden osalta esimerkkitapauksessa. Kolmannen ajolinjan tarkastelu ei ollut tasamaan tilanteissa tarpeellinen, sillä geometrian symmetrisyyden vuoksi vaarallisin liukupinta olisi tällöin muodostunut penkereen vasemmalle puolelle varmuuden ollessa tietenkin sama kuin normaalilla ajolinjalla.



Kuva 6.11. Ajolinjan vaikutus varmuuteen, penger 2,5 m,  $S_u = 25$  kPa.

Liitteen 3 sivun 8 taulukosta nähdään, että ajolinjan vaihtaminen tien reunasta keskelle tai sivukaltevassa maastossa rinteiden puolelle parantaa varmuuslukua kaikissa tapauksissa. Tasamaalla varmuus paranee kaikissa tilanteissa molemmilla erikoiskuormilla saman verran, joten näyttäisi siltä, ettei kuorman suuruudella ole valtavaa merkitystä ajolinjan varmuutta parantavaan vaikutukseen. Sen sijaan pengerkorkeudella näyttäisi tässä asiassa olevan merkitystä. Tasamaalla 0,7 m penkereen tapauksessa varmuus paranee 4 % ja sekä 1,5 m että 2,5 m penkereen tapauksissa 7 %.

Sivukaltevassa maastossa ajolinjan vaikutus varmuuteen on odotetusti hieman suurempi. Ajolinjan vaihtaminen tien keskilinjalle parantaa varmuutta 0,7 m penkereen tapauksessa keskimäärin 9 %, 1,5 m penkereen tapauksessa 8 % ja 2,5 m penkereen tapauksessa 7 %. Ajolinjan vaihtaminen kokonaan tien toiselle puolelle vaikuttaa huomattavasti enemmän. Varmuus paranee 0,7 m penkereen tapauksessa keskimäärin 20 %, 1,5 m penkereen tapauksessa 17 % ja 2,5 m penkereen tapauksessa 12 %. Sivukaltevassa maastossa laskentatulosten perusteella näyttää siltä, että ajolinjan vaihtamisella saavutetaan sitä pienempi hyöty, mitä korkeampi tiepenger on. Tarkastelun korkeimmalla penkereellä 1,12 ja 1,26 lähtötilanteen varmuuksiin saadaan yli 10 % lisää varmuutta ajamalla tien toista laitaa, mikä on erittäin merkittävä lisäys.

Ajolinjatarkastelujen lopputuloksena todetaan, että erittäin pehmeillä pohjamailla alhaisen varmuuden tilanteissa ajolinjan vaihtaminen edullisimmaksi on tehokas tapa pienentää sortuman riskiä. Erikoiskuljetusten ajolinjan valinnassa on todellisuudessa kuitenkin se ongelma, että kuljetukset suoritetaan tavallisesti muun liikenteen seassa. Tämän vuoksi kuljetus suoritetaan lähtökohtaisesti omaa kaistaa käyttäen. Toisen ajokaistan käyttäminen vaatii aina erikoisjärjestelyjä ja käytännössä liikenteen pysäyttämisen. Liikenteen pysäyttämiseen vilkkaasti liikennöidyillä teillä on hyvin suuri kynnys, sillä se haittaa merkittävästi liikennettä ja vaatii paljon resursseja. Tämän vuoksi yhden erikoiskuljetuksen osalta poikkeuksellisia ajolinjoja ei voida yleensä määrätä kovin useille eri osuuksille.

Määrättäessä poikkeuksellisia ajolinjoja on muistettava se, että alue, jolla poikkeuksellista ajolinjaa käytetään, tulee määrittää maastossa selkeästi havaittavin merkein. Näitä voivat olla esimerkiksi liittymät, sillat tai suuret maamerkit, kuten pellon ja metsän raja. Paaluluku sen sijaan ei käy alueen rajaukseksi, sillä sitä ei voi havaita maastosta.

### 6.2.5 Vertailu Morgenstern-Price-menetelmään

Tässä luvussa käsitellään laskentatuloksia tarkasteluista, joissa vertailtiin Bishopin yksinkertaistetun laskentamenetelmän ja Morgenstern-Price-laskentamenetelmän eroja viidessä eri laskentatilanteessa. Laskentamenetelmien teoriaa on käsitelty luvussa 3.1. Bishopin yksinkertaistetulla menetelmällä laskentoja voi tehdä ainoastaan ympyräliukupinnalla, kun taas MP:llä laskentoja suoritettiin sekä ympyräliukupinnalla, että vapaalla liukupinnalla. GeoCalc -laskentaohjelmassa vaihtoehtoja MP:n vapaisiin liukupintoihin on kaksi, kovera ja ei-kovera. Tämän tutkimuksen laskelmissa käytettiin koveraa liukupintaa. Voimafunktiona laskennassa toimi  $f(x) = \sin(x)$ .

Näistä laskentamenetelmistä on yleisesti tiedossa, että ympyräliukupinnalla varmuudet ovat hyvin lähellä toisiaan, sillä lamellien väliset kitkavoimat eivät ole järkeviä liukupinnan ollessa ympyrän muotoinen. Vapaalla liukupinnalla ero sen sijaan saattaa muodostua suuremmaksikin. Pehmeissä pohjamaissa vaarallisin liukupinta voi todellisuudessaakin olla ympyrän muotoinen, mikäli kuorma on laaja ja savikerros paksu. Suurella keskitetyllä kuormalla ja ohuilla pehmeillä kerroksilla liukupinnan muoto saattaa sen sijaan poiketa ympyrästä voimakkaastikin, mikä voi johtaa merkittävään eroon laskennan tuloksissa. Taulukkoon 6.3. on koottu laskelmien tulokset, joissa on vertailtu näiden menetelmien eroja valituissa tilanteissa.

Taulukko 6.3. Vertailu Bishopin ja Morgenstern-Price-menetelmän tulosten välillä.

Laskenta-tilanne	Maaston muoto	Penger-korkeus [m]	Pohjamaa-tyyppi	Menetelmä ja liukupinta	Kuorma [kN/m <sup>2</sup> ]			
					0	10	32	48
A	Tasainen	1,5	$S_u = 10$ kPa	Bishop, ympyrä	2,55	1,94	1,30	1,04
				MP, ympyrä	2,57	1,98	1,29	1,03
				MP, vapaa	1,65	1,61	1,17	0,94
B	Tasainen	2,5	$\varphi = 27^\circ$	Bishop, ympyrä	1,79	1,69	1,51	1,41
				MP, ympyrä	1,78	1,67	1,48	1,39
				MP, vapaa	1,66	1,60	1,46	1,37
C	Tasainen	2,5	$S_u = 15$ kPa	Bishop, ympyrä	1,93	1,69	1,29	1,11
				MP, ympyrä	1,90	1,65	1,26	1,08
				MP, vapaa	1,76	1,54	1,26	1,07
D	Sivukalteva	2,5	$\varphi = 27^\circ$	Bishop, ympyrä	1,62	1,56	1,43	1,35
				MP, ympyrä	1,59	1,52	1,39	1,32
				MP, vapaa	1,49	1,43	1,34	1,27
E	Sivukalteva	2,5	$S_u = 15$ kPa	Bishop, ympyrä	1,40	1,25	1,06	0,93
				MP, ympyrä	1,41	1,26	1,05	0,92
				MP, vapaa	1,37	1,22	1,04	0,92

Tuloksista havaitaan, että varmuus MP:llä on valtaosassa tapauksista alhaisempi, riippumatta käytetäänkö vapaata vai ympyräliukupintaa. Ainoastaan tilanteissa A ja E MP:n ympyräliukupinnalla laskettaessa on saatu parempia varmuuksia kuin Bishopin menetelmällä. Näissä varmuudet olivat 0,7...2,1 % Bishopia parempia. Toisaalta näissä, kuten kaikissa muissakin tapauksissa laskenta MP:n vapaalla liukupinnalla on tuottanut tarkasteltavista menetelmistä alhaisimmat varmuudet. Mikäli vapaalla liukupinnalla saadaan suurempi varmuus kuin ympyräliukupinnalla, on laskennassa tapahtunut virhe. Jos ympyräliukupinta olisi vaarallisin, laskentaohjelman tulisi löytää kyseinen liukupinta vapaallakin liukupinnalla laskettaessa.

Kaikkia tarkasteltuja laskentatilanteita yhdessä tarkastellen MP tuottaa ympyräliukupinnalla keskimäärin 1,1 % alhaisemman kokonaisvarmuusluvun kuin Bishopin yksinkertaistettu menetelmä. Pelkkiä erikoiskuljetuskuormien tapauksia tarkasteltaessa ero on 1,7 %. Vastaavasti MP vapaalla liukupinnalla tuottaa keskimäärin kaikkien tilanteiden osalta 7,8 % ja erikoiskuljetuskuorman tilanteiden osalta 5,0 % alhaisempia kokonaisvarmuuslukuja.

Tuloksista ei nouse esiin mitään yksittäistä olosuhdetekijää, joka aiheuttaisi suuria eroja Bishopin yksinkertaistetun ja MP:n ympyräliukupintamenetelmän välille. Sen sijaan tuloksista voidaan havaita, että erityisen suuria eroja voi muodostua Bishopin yksinkertaistetun menetelmän ja MP:n vapaan liukupinnan tarkastelujen välille, jos pohjamaan leikkauslujuus on hyvin alhainen. Laskentatilanteessa A MP:n vapaalla liukupinnalla varmuus on keskimäärin 18 % alhaisempi kuin Bishopilla. Toisaalta erot muodostuivat suurimmiksi alhaisilla ulkoisilla kuormilla, jolloin vaarallisimmalle liukupinnalle voi löytyä lukuisia vaihtoehtoja, kun taas raskailla kuormilla liukupinnat ovat usein hyvin lyhyitä ja päättyvät ojan pohjalle. Näissä ero oli laskentatilanteen A kohdalla noin 10 %. Muiden tapausten osalta suurin ero erikoiskuljetuskuormilla oli huomattavasti alhaisempi ollen suurimmillaan 6,3 % tapauksessa C kuormalla 32 kN/m<sup>2</sup>.

Laskentatuloksia ja liukupintoja tarkastelemalla havaittiin, että laskentatapauksessa A, jossa laskentatulosten erot vapaan liukupinnan ja ympyräliukupinnan välillä olivat suurimmat, liukupinnan muodot eivät olleet realistisia. Erikoiskuljetuskuormilla laskentaohjelman mukaan vaarallisimmissa liukupinnoissa oli jyrkkiä, lähes kohtisuoria kulmia. Sortuma tällaista liukupintaa pitkin ei ole fysikaalisesti mahdollinen. Myös normaalilla liikennekuormalla ja ilman kuormaa vaarallisimmat liukupinnat poikkesivat suuresti ympyräliukupinnoista, mutta olivat toisaalta muodoltaan mahdollisia. Tällaisissa epätavallisissa tilanteissa, kun voidaan arvioida varmuuden olevan alhaisempi kuin laskentaohjelma ympyräliukupinnalla antaa, mutta vapaiden liukupintojen ollessa epätodellisia, on syytä varmistaa laskentatulosten oikeellisuus esimerkiksi FEM-laskelmilla tai muuta laskentaohjelmaa tai -menetelmää käyttäen. Laskentaohjelman antaessa epätodellisia liukupintoja on syytä tarkistaa laskentaohjelman käyttämä geometria ja lamellijako. Toisinaan virheet näissä voivat johtaa laskennan epäonnistumiseen. Tässä tapauksessa useista tarkastuksista ja korjausyrityksistä huolimatta liukupintojen muodot pysyivät epätodellisina. Tilanteissa B...E liukupintojen muodot olivat realistisia.

Vertailusta Bishopin yksinkertaistetun ja MP:n menetelmän välillä havaittiin, että tarkempi ja monimutkaisempi menetelmä MP tuottaa ympyräliukupinnalla hyvin samoja tuloksia kuin Bishop, joten sen käytöllä normaalitilanteessa ei saavuteta mainittavaa hyötyä. Vapailla liukupinnoilla erot voivat sen sijaan nousta paljon suuremmiksi, joten vakavuustarkasteluja tehtäessä on syytä olla hyvin tarkkana ja Bishopin antamiin tuloksiin tulee suhtautua kriittisesti. Jos on pienintäkään syytä epäillä, että vaarallisin liukupinta hakeutuu muuhun kuin ympyrän muotoon, on tarkastelu myös MP vapailla liukupinnoilla välttämätön. Erityisesti hyvin pehmeä pohjamaa tai sivukalteva maasto luovat otolliset olosuhteet ympyrän muodosta poikkeavien liukupintojen muodostumiselle. Pehmeän maakerroksen ollessa hyvin ohut, liukupinta saattaa hakeutua kulkemaan pehmeässä maakerroksessa pidempiä matkoja kuin se ympyräliukupinnalla voisi kulkea. Tällaiset tilanteet on ehdottoman tärkeää tunnistaa suunnittelussa, ja tarkastella niitä myös vapailla liukupinnoilla.

## 6.2.6 Osavarmuustarkastelut

Valtaosa tämän tutkimuksen laskennasta tehtiin kokonaisvarmuusmenettelyllä, sillä poikkeuksellisen painavien tiekuljetusten yhteydessä eurokoodin mukainen murtorajatilatarkastelu ei ole mielekäs. Murtorajatilatarkastelussa eurokoodin mukaan varmuus kohdennetaan kuormiin ja maakerrosten lujuusominaisuuksiin. Poikkeuksellisen painavien tiekuljetusten yhteydessä kuormat tunnetaan erinomaisen hyvin. Erikoiskuljetuksiin haetaan ELY-keskukselta lupa, johon tulee merkitä akselipainot ja kuorman kokonaispaino, jotka eivät saa ylittyä. Käytännössä yleensä lupaa hakiessa nämä arvioidaankin hieman todellisuutta suuremmiksi, jotta välttyttäisiin ongelmilta. Kaikkein raskaimmat kuljetukset punnitaan ennen liikkeellelähtöä, millä varmistutaan siitä, etteivät kuormat ole suuremmat kuin luvassa on hyväksytty. Näin ollen kuorman suurentaminen osavarmuusluvulla kertomalla tässä yhteydessä ei ole tarkoituksenmukaista.

Osavarmuusajattelussa ongelmana on se, että stabiileetin osalta suurin epävarmuus on maaperässä, joka on usein kerroksellista. Lujuus voi vaihdella kerrosten välillä suurestikin, mitä ei aina pystytä käytettävissä olevista pohjatutkimuksista havaitsemaan. Pohjatutkimuksiin liittyy usein epätarkkuutta ja tutkimuksia voi olla tarkasteltavalta alueelta hyvin vähän. Osavarmuustarkastelu ei ota nykyisellään millään tavalla huomioon sitä, että epävarmuus maaperän suhteen riippuu merkittävästi pohja-

tutkimusten määrästä. Tätä ei oteta kokonaisvarmuustarkastelussakaan erikseen huomioon, koska se ei ole mahdollista, toisin kuin osavarmuustarkastelussa. Maakerosparametreihin kohdennetaan sama osavarmuusluku riippumatta tehtyjen kokeiden lukumäärästä. Tällä hetkellä osavarmuusmenettely ei motivoi tilaajaa teettämään riittävästi pohjatutkimuksia, mikä ei ole kenenkään edun mukaista. Mikäli suuremmalla pohjatutkimusmäärällä voisi saavuttaa pienemmän osavarmuuskertoimen, voisi tilaaja saavuttaa rahallista hyötyä siitä, että pohjatutkimuksia tehtäisiin enemmän ja samanaikaisesti suunnittelun tarkkuustaso ja luotettavuus paranisivat merkittävästi.

Toinen syy varmuuden kohdentamisen lisäksi, miksi eurokoodin mukainen osavarmuustarkastelu ei ole tässä yhteydessä mielekäs on se, että sen lopputuloksesta ei voida lainkaan päätellä, kuinka lähellä sortumaa todellisuudessa ollaan. Laskennassa saavutettu yli 1,0 varmuusluku kertoo vain sen, täyttääkö rakenne määritetyn varmuustason normaalissa tilanteessa. Tällöin varmuus on määrätyn luotettavuusindeksin mukainen, eli toisin sanottuna sen sortumisen todennäköisyys tietyllä aikavälillä on riittävän alhainen. Kokonaisvarmuusmenettelyllä sen sijaan samaan lopputulokseen päästään, kun varmuus on yli 1,5 tavanomaisessa tilanteessa. Toisaalta kokemusperäisesti tiedetään, että 1,3 on sellainen varmuustaso, jonka alittaminen lisää merkittävästi pysyvien muodonmuutosten riskiä, mutta tällöin voidaan kuitenkin olla kaukana sortumasta. Suunnittelija voi tällaisissa erikoistapauksissa harkintansa mukaan hyväksyä varmuustason 1,3...1,5 yksittäiselle erikoiskuljetukselle lyhyen pehmeikön osalta. Eurokoodin mukaisella laskentatavalla vastaavia rajoja ei kokemusperäisesti tunneta, joten alle 1,0 varmuustasoa (ODF) on vaikea hyväksyä edes erikoistilanteissa.

Taulukossa 6.2. esitetyn laskentarunon tulosten perusteella eurokoodin mukaiseen osavarmuusmenetelmän laskentaan valittiin viisi mielenkiintoista laskentatapausta A...E. Tapauksista kolme oli tasaisen maaston kohteita ja kaksi oli sivukaltevan maaston kohteita. Tasamaan tilanteessa tutkittiin 1,5 m penkereen tapausta pohjamaaolosuhteissa, jossa  $S_u = 10$  kPa ja kahta eri 2,5 m penkereen tapausta, jossa  $S_u = 15$  kPa ja  $\varphi = 27^\circ$ . Sivukaltevan maan tilanteessa tutkittiin kahta eri 2,5 m penkereen tapausta, jossa  $S_u = 15$  kPa ja  $\varphi = 27^\circ$ . Sekä tasamaalla, että sivukaltevassa maastossa tehtiin näin ollen tarkasteluja kokonaisjännitysanalyysillä sekä tehokkaiden jännitysten menetelmällä.

Laskenta tehtiin käyttäen stabiliteettilaskennoissa yleisesti käytettyä DA3 mitoitus-tapaa. Kuorman osavarmuuskertoimena käytettiin taulukossa 5.1. liikennekuormalle esitettyä osavarmuuskeroainta 1,15 ja maaparametreille taulukossa 5.2. esitettyjä sarjan M2 osavarmuuskertoimia. Seuraamusluokka tavanomaisessa tilanteessa on CC2, jolloin kuormakerroin on  $K_{FI} = 1,0$ . Eurokoodin soveltamisohjeen NCCI7 mukaan hanketohtaisesti voidaan sopia poikkeavasta kuormakertoimen arvosta (Liikennevirasto, 2013). Tällaisia tilanteita voivat olla kohteet, joissa mahdollisella sortumalla voisi olla tavanomaista suuremmat vaikutukset. Esimerkiksi sortuma-alueella sijaitseva silta tai merkittävä rakennus, joka voisi vaurioitua sortumasta, voi johtaa seuraamusluokkaan CC3. Seuraamusluokassa CC3 käytetään kuormakerrointa  $K_{FI} = 1,1$ .

Laskentatarkastelujen tulokset on esitetty taulukossa 6.4. Värien merkitys on kokonaisvarmuuden osalta sama kuin taulukossa 6.2. on esitetty. Väri on punainen kun  $F \leq 1,0$ , oranssi kun  $1,0 \leq F < 1,3$ , keltainen kun  $1,3 \leq F < 1,5$ , vaaleanvihreä kun  $1,5 \leq F < 2,0$  ja tummanvihreä kun  $F > 2,0$ . Osavarmuustarkastelun osalta värejä on sen sijaan vain kaksi: punainen kun  $F < 1,0$  ja vaaleanvihreä kun  $F \geq 1,0$ .

Taulukko 6.4. Kokonaisvarmuus- ja osavarmuustarkastelujen vertailu, viisi eri tapaus-ta A...E.

Laskenta-tilanne	Maastonmuoto	Pengerkorkeus [m]	Pohjamaa-tyyppi	Laskentatapa	Kuorma [kN/m <sup>2</sup> ]			
					0	10	32	48
A	Tasainen	1,5	$S_u = 10 \text{ kPa}$	Kokonaisvarmuus	2,55	1,94	1,30	1,04
				Osavarmuus (EC7)	1,82	1,34	0,86	0,68
B	Tasainen	2,5	$\varphi = 27^\circ$	Kokonaisvarmuus	1,79	1,69	1,51	1,41
				Osavarmuus (EC7)	1,47	1,38	1,22	1,14
C	Tasainen	2,5	$S_u = 15 \text{ kPa}$	Kokonaisvarmuus	1,93	1,69	1,29	1,11
				Osavarmuus (EC7)	1,40	1,18	0,89	0,75
D	Sivukalteva	2,5	$\varphi = 27^\circ$	Kokonaisvarmuus	1,62	1,56	1,43	1,35
				Osavarmuus (EC7)	1,30	1,24	1,13	1,05
E	Sivukalteva	2,5	$S_u = 15 \text{ kPa}$	Kokonaisvarmuus	1,40	1,25	1,06	0,93
				Osavarmuus (EC7)	1,00	0,88	0,69	0,58

Edellisessä taulukossa 6.4. esitettyjä tuloksia on vaikea vertailla suoraan keskenään, sillä kokonaisvarmuus- ja osavarmuusmenettelyn osalta varmuuden raja-arvot eivät ole samat. Näin ollen tietoja on jalostettu taulukkoon 6.5. Keskellä taulukkoa on esitetty laskennan tuloksena saatu varmuusluvun suhde sallittuun raja-arvoon. Vihreällä värillä on merkitty tapauksia, joissa varmuus on yli raja-arvon ja punaisella niitä, joissa se on alle sallitun.

Vertailun kannalta mielenkiintoisimmat sarakkeet löytyvät taulukon 6.5. oikeasta reunasta, jossa on esitetty edellä laskettujen suhteiden erotus osavarmuustarkastelun ja kokonaisvarmuustarkastelun välillä. Positiivinen arvo tarkoittaa, että eurokoodin mukaisen osavarmuustarkastelun mukainen varmuus ylittää vaaditun varmuuden suhteessa enemmän kuin vastaava kokonaisvarmuustarkastelun mukainen varmuus. Solussa tieto on prosenttiyksikköinä.

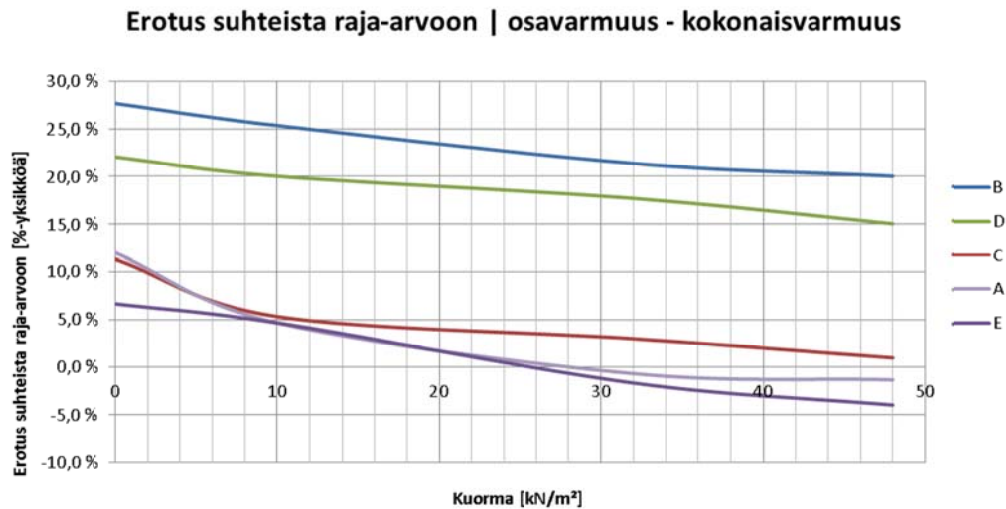
Taulukko 6.5. Kokonaisvarmuus- ja osavarmuustarkastelujen tulosten suhteellinen vertailu sallittuun raja-arvoon sekä suhteiden erotus.

Laskenta-tilanne	Laskentatapa	Suhde raja-arvoon				Raja-arvo	Erotus suhteista raja-arvoon osavarmuus - kokonaisvarmuus			
		0	10	32	48		0	10	32	48
A	Kokonaisvarmuus	70 %	29 %	-13 %	-31 %	1,5	12 %	5 %	-1 %	-1 %
	Osavarmuus (EC7)	82 %	34 %	-14 %	-32 %	1,0				
B	Kokonaisvarmuus	19 %	13 %	1 %	-6 %	1,5	28 %	25 %	21 %	20 %
	Osavarmuus (EC7)	47 %	38 %	22 %	14 %	1,0				
C	Kokonaisvarmuus	29 %	13 %	-14 %	-26 %	1,5	11 %	5 %	3 %	1 %
	Osavarmuus (EC7)	40 %	18 %	-11 %	-25 %	1,0				
D	Kokonaisvarmuus	8 %	4 %	-5 %	-10 %	1,5	22 %	20 %	18 %	15 %
	Osavarmuus (EC7)	30 %	24 %	13 %	5 %	1,0				
E	Kokonaisvarmuus	-7 %	-17 %	-29 %	-38 %	1,5	7 %	5 %	-2 %	-4 %
	Osavarmuus (EC7)	0 %	-12 %	-31 %	-42 %	1,0				

Taulukon 6.5. tuloksista havaitaan, että toisissa laskentatilanteissa kokonaisvarmuus- ja osavarmuusmenettelyn mukaisten tulosten ero raja-arvoon vastaa melko hyvin toisiaan, kun taas toisissa huomattavan huonosti. Tarkasteltaessa tuloksia tarkemmin huomataan, että suljetun leikkauslujuuden tilanteissa vastaavuus on hyvä. Kitkakulmaa käytettäessä vastaavuus on sen sijaan paljon huonompi siten, että osavarmuusmenetelmä antaa vertailussa selvästi parempia varmuuksia. Tämän eron syynä on se, että pitkän ajan tarkasteluissa tehokkaita lujuusparametreja käytettäessä osavarmuustarkastelussa vaaditaan alhaisempaa varmuustasoa. Vertailun havain-



nollistamiseksi taulukon 6.5. oikeassa reunassa esitetyt tiedot on esitetty kuvaajan muodossa kuvassa 6.12.



Kuva 6.12. Erotus suhteista raja-arvoon. Osavarmuus - kokonaisvarmuus. Positiivinen arvo tarkoittaa, että osavarmuustarkastelun tulos on ollut suhteessa suurempi kuin kokonaisvarmuusmenettelyllä.

Suljetun leikkauslujuuden tilanteissa kaikkien tapausten kohdalla suurin ero menetettytapojen välillä on 12 prosenttiyksikköä ja suurimmat erot on havaittu kun laskenta on tehty ilman kuormaa. Normaalin liikennekuorman tapauksessa kaikissa tilanteissa ero on ollut 5 prosenttiyksikköä osavarmuustarkastelun hyväksi. Erikoiskuljetuskuormilla laskettaessa erot ovat vieläkin pienemmät, suurimmillaan 4 prosenttiyksikköä kokonaisvarmuusmenettelyn hyväksi. Erikoiskuljetuskuormilla erot ovat hyvin pieniä, mutta tulosten perusteella paremman varmuuden saa vaihdellen tilanteen mukaan eri menettelyllä. Tarkasteltaessa kaikkia tapauksia ero on keskimäärin 3,4 prosenttiyksikköä. Toisaalta taas niiden tapausten osalta, joissa on kuorma mukana, ero on keskimäärin vain 1,2 prosenttiyksikköä.

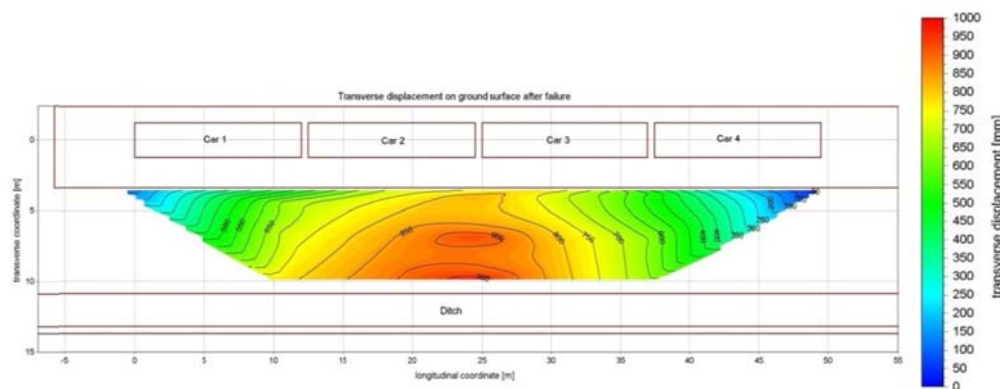
Kitkakulmalla laskettujen tilanteiden osalta erot ovat paljon suuremmat. Suurimmillaan ero on 28 prosenttiyksikköä ja pienimmilläänkin jopa 15 prosenttiyksikköä ollen aina osavarmuustarkastelun hyväksi. Tapauksessa B ero on keskimäärin 23,5 prosenttiyksikköä ja tapauksessa D keskimäärin 18,8 prosenttiyksikköä. Tarkasteltaessa molempia tapauksia keskimääräinen ero on 21,1 prosenttiyksikköä.

Kitkakulmalla ja suljetulla leikkauslujuudella laskettujen tulosten eroavaisuudet selittyvät käytännössä sillä, että näille lujuusparametreille käytetään eri osavarmuuslukuja. Taulukon 5.2. mukaan suljetulle leikkauslujuudelle käytettävä osavarmuusluku on 1,4, kun taas avoimen tilan tarkasteluissa kitkakulmalle se on 1,25. Perusteluna eriäville varmuusluvuille on se, että suljetun leikkauslujuuden määrittämiseen liittyy enemmän epävarmuutta kuin kitkakulman määrittämiseen, sillä suljettu leikkauslujuus määritetään tyypillisesti maastossa siipikairauksin ja kitkakulma laboratorioolosuhteissa esimerkiksi kolmiaksisiaalikojeella. Avoimessa tilassa huokosylipaine ei myöskään aiheuta epävarmuutta, jota tarvitsisi huomioida osavarmuusluvussa.

Osavarmuustarkasteluista havaittiin, että suljetun tilan tarkasteluissa varmuustasot suhteessa vaadittuun raja-arvoon olivat hyvin samaa luokkaa kuin kokonaisvarmuusmenettelylläkin. Tehokkaiden jännitysten analyysissä kitkakulmalla laskettaessa varmuusluvut ovat sen sijaan osavarmuusmenettelyllä huomattavasti paremmat, joutuksen pienemmistä maan lujuuden osavarmuusluvuista. Eurokoodin mukaista osavarmuusmenettelyä ei voi suositella käytettäväksi raskaiden erikoiskuljetusten geoteknisissä tarkasteluissa. Syynä tähän on se, että osavarmuusmenettelyssä varmuus kohdennetaan maan ominaisuuksien lisäksi kuormiin, jotka tunnetaan näissä tapauksissa erityisen hyvin. Lisäksi kokonaisvarmuusmenettelyn tuloksista voidaan kokemusperäisesti arvioida plastisten muodonmuutosten riskiä ja sitä, kuinka lähellä sortumaa laskennallisesti ollaan, toisin kuin osavarmuusmenettelyssä.

### 6.2.7 Päätyvastuksen huomioiminen

Tässä luvussa esitellään laskentatuloksia tarkasteluista, joissa Novapoint GeoCalc-laskentaohjelman kaksiulotteisissa laskelmissa otetaan huomioon sortuman kolmiulotteisuudesta johtuva päätyvastus. Lähtökohtaisesti kaksiulotteisessa laskennassa laskentaohjelma olettaa kuorman olevan äärettömän pitkä. Kun sortuma ei kuitenkaan todellisuudessa aiheudu äärettömän pitkistä kuormasta, sortuman päädyissä leikkaantuvat maamassat vastustavat sortumaa ja saavat aikaan lisävarmuutta. Kuvassa 6.13 on esitetty Perniön sorrutuskokeessa 2009 neljän raskaasti kuormatun junavaunun sortuman yhteydessä mitatut vaakasiirtymät. Kuten kuvasta voidaan havaita, sortuma on luonteeltaan hyvinkin kolmiulotteinen tapahtuma ja päätyvastusten vaikutus varmuuteen on ilmeinen.



Kuva 6.13. Perniön sorrutuskokeessa mitatut vaakasiirtymät. (Mansikkamäki, 2015)

Erikoiskuljetuskuormat ovat rajallisen pituisia. Kuljetuslupahakemuksiin merkitään kuljetukselle tavallisesti hieman todellista suurempi pituus, joka sisältää veto- ja työntöautot. Luvussa 4.3 on käsitelty muutamaa esimerkitapausta, joissa lupahakemukseen ilmoitetut pituudet ovat 36...60 m. Tällaisella pituudella laskettaessa päätyvastuksen kanssa erot tavalliseen laskentaan eivät ole järin merkittäviä. Erikoiskuljetukset eivät tavallisesti ole poikkeuksellisen raskaasti kuormitettuja koko ajoneuvoyhdistelmän matkalta, vaan ainoastaan osa akseleista on raskaasti kuormitettuja. Tämän vuoksi poikkeuksellisen raskaiden erikoiskuljetusten yhteydessä on syytä etsiä kuljetusluvassa ilmoitettujen akselipainojen ja akselivälien perusteella alue, jolla merkitsevä pintapaine vaikuttaa. Tämän alueen pituus on määräävä, kun tarkastellaan päätyvastuksen vaikutusta varmuuteen. Tarkasteltujen esimerkitapausten kohdalla merkitsevä pintapaine vaikuttaa noin 15...25,5 m pituisella matkalla.

Laskentatapauksissa on tarkasteltu kolmea eri tilannetta: 1. päätyvastusta ei oteta huomioon, 2. päätyvastus otetaan huomioon sortuvan alueen pituudella 25 m ja 3. päätyvastus otetaan huomioon sortuvan alueen pituudella 15 m. Sortuvan alueen pituuden lisäksi laskentaohjelmaan syötetään kaksi muuta parametria, jotka ovat vaakasuuntaisten ja pystysuuntaisten jännitysten suhde, eli  $K_0$  ja varmuusluku Fos. Näissä tarkasteluissa käytettiin arvoa  $K_0 = 0,50$ . Varmuusluvulla Fos tarkoitetaan tässä yhteydessä lisävarmuutta, joka osoitetaan laskentaohjelman laskemalle päätyvastukselle. Sen arvona näissä laskelmissa käytettiin arvoa Fos = 1, eli päätyvastukselle ei kohdistettu lisävarmuutta. Laskentatulokset on esitetty taulukossa 6.6.

*Taulukko 6.6. Laskentatulosten vertailu päätyvastusten vaikutuksesta sortuvalla alueella  $L = 15$  m ja  $L = 25$  m sekä ilman päätyvastusta.*

Laskenta-tilanne	Maastonmuoto	Pengerkorkeus [m]	Pohjamaatyyppi	Sortuma-alueen pituus	Kuorma [kN/m <sup>2</sup> ]			
					0	10	32	48
A	Tasainen	1,5	$S_u = 10$ kPa	L = 15 m	3,32	2,52	1,55	1,20
				L = 25 m	3,03	2,30	1,44	1,13
				Ei päätyvastusta	2,55	1,94	1,30	1,04
B	Tasainen	2,5	$\varphi = 27^\circ$	L = 15 m	1,81	1,71	1,53	1,43
				L = 25 m	1,80	1,70	1,52	1,43
				Ei päätyvastusta	1,79	1,69	1,51	1,41
C	Tasainen	2,5	$S_u = 15$ kPa	L = 15 m	2,34	2,05	1,54	1,29
				L = 25 m	2,17	1,90	1,43	1,21
				Ei päätyvastusta	1,93	1,69	1,29	1,11
D	Sivukalteva	2,5	$\varphi = 27^\circ$	L = 15 m	1,71	1,63	1,50	1,40
				L = 25 m	1,67	1,60	1,47	1,38
				Ei päätyvastusta	1,62	1,56	1,43	1,35
E	Sivukalteva	2,5	$S_u = 15$ kPa	L = 15 m	1,50	1,37	1,29	1,12
				L = 25 m	1,39	1,26	1,19	1,04
				Ei päätyvastusta	1,40	1,25	1,06	0,93

Taulukon 6.6. tuloksista voidaan havaita, että päätyvastusten vaikutus stabiliteettilaskennan tulokseen on kitkakulmalla laskettaessa kohtuullisen vähäinen, kun taas suljetulla leikkauslujuudella laskettaessa merkittävä. Verrattaessa tilannetta  $L = 15$  m oletustilanteeseen, jossa päätyvastusta ei huomioida, saadaan erikoiskuljetuskuormille kitkakulmalla laskettaessa keskimäärin 2,5 % parempi varmuus kuin ilman päätyvastusta. Suljetulla leikkauslujuudella laskettaessa sen sijaan varmuus on keskimäärin 19 % parempi.

Kymmenen metrin pidennys leikkautuvaan massaan vaikuttaa päätyvastusten vaikutukseen kohtuullisen paljon. Kitkakulmalla laskettaessa saadaan tällöin tilanteessa  $L = 25$  m ainoastaan 2,0 % parempia tuloksia, kun taas suljetulla leikkauslujuudella 11 % parempia tuloksia, kuin ilman päätyvastusta laskettaessa. Ero  $L = 15$  m ja  $L = 25$  m varmuuksien välillä lähtötilanteeseen verrattaessa on 0,5 ja 8,0 prosenttiyksikköä.

Tarkasteltaessa luvussa 4.3 käsiteltyjä erikoiskuljetuslupia voidaan edellistä havaintoa verrata käytäntöön. Luissa esiintyi kaksi lähes saman 31..32 kN/m<sup>2</sup> pintakuorman aiheuttanutta kuljetusta, joista toisen kokonaismassa oli vain 219,5 t ja toisen niinkin paljon kuin 322,4 t. Näistä kevyemmässä kuljetuksessa merkitsevä pintapaine kohdistuu 15 m matkalle ja raskaammassa 25 m matkalle. Jos päätyvastus jätetään huomioimatta, kokonaisvarmuus on molempien osalta sama, hieman varman puolella

oleva lukema. Toisaalta jos päätyvastus huomioidaan, saadaan näistä loogisesti kevyemmälle kuljetukselle parempia kokonaisvarmuuden arvoja kuin raskaammalle kuljetukselle.

Päätyvastuksen laskeminen jätetään usein lähtökohtaisesti laskematta, sillä kaksiulotteisessa rajatasapainomenetelmätarkastelussa sen laskeminen on jokseenkin epätarkkaa ja sisältää rajuja yksinkertaistuksia. Tarkempia tuloksia haluttaessa on syytä käyttää kolmiulotteista FEM-laskentaa, joka huomioi jännitysten jakautumisen maakerroksissa tarkasti ja siten laskee paremmin todellisuutta vastaavat lujuudet kolmiulotteiselle päädyn murtopinnalle. Rajatapauksissa voidaan GeoCalcin päätyvastuksia laskevaa ominaisuutta käyttää hyödyksi, mikäli suunnittelija toteaa siitä saatavan lisävarmuuden mahdollistavan riittävän varmuuden saavuttamisen luotettavasti.

### 6.2.8 Huokosylipaineen vaikutus

Tässä luvussa käsitellään laskentatuloksia kolmesta tarkasteltavasta tilanteesta, jossa stabiliteettitarkasteluja on tehty tehokkailla lujuusparametreilla ilman huokosvedenpaineen vaikutuksen huomiointia, huomioiden sen huokosvedenpaineparametrilla  $r_u'$  sekä lisäksi ulkoisen kuorman huokosvedenpaineparametrilla  $r_{uq}$ . Mikäli huokosvedenpainetta ei oteta huomioon, tehtävä tarkastelu on niin sanottu avoimen tilan tarkastelu. Tällöin oletetaan, että pohjamaa on niin karkearakeista, että huokosvedenpainetta ei muodostu tai kuormitus on hienorakeisessa maassa niin pitkäaikainen, että paine pääsee purkautumaan. Kun taas oletetaan, että maa on hienorakeista ja kuormitus niin lyhytaikainen, että huokosvedenpaine ei pääse purkautumaan, tehdään suljetun tilan tarkasteluja. Jos huokosylipainetta muodostuu, se tulee ottaa laskennassa huomioon. Siihen käytetään GeoCalc-ohjelmassa edellä mainittuja parametreja.

Luvussa 3.2 on käsitelty saven myötäämisestä aiheutuvaa huokosylipaineen kehittymistä kuormituksen alla ja ilmiön vaikutusta maan lujuuteen. Huokosvedenpaineparametri  $r_u'$  on määritetty kuvan 3.6. perusteella. Kitkakulman ollessa tarkasteltavissa tilanteissa  $\varphi = 27^\circ$  huokosvedenpaineparametriksi valittiin  $r_u' = 0,18$ . Ulkoisen kuorman huokosvedenpaineparametrin arvoksi sen sijaan valittiin  $r_{uq} = 0,7$ . GeoCalc-ohjelman ohjeiden mukaan parametrille suositellaan käytettäväksi arvoa 1,0, mutta se saattaa joissain tapauksissa yliarvioida huokospainetta. Raskaiden erikoiskuljetusten aiheuttamat kuormitukset ovat erityisen nopeita kuormituksia, ja tällöin jopa parametrin arvo 0,7 voi yliarvioida huokospainetta, sillä myös kuorman aiheuttama huokosvedenpaineen kasvu vie aikaa (Mansikkamäki, 2016). Ulkoisen kuorman ollessa  $48 \text{ kN/m}^2$ , sen aiheuttama huokosylipaine on tällöin laskennassa  $0,7 \cdot 48 = 33,6 \text{ kN/m}^2$ . Laskentatulokset huokosylipainetarkasteluista on esitetty taulukossa 6.7. Liitteen 2 sivuilla 4 ja 8 on esitetty GeoCalc-tulosteet laskentatilanteiden A ja C mukaisista poikkileikkauksista avoimessa tilassa.

Taulukko 6.7. Huokosvedenpaineen vaikutus stabiliteettilaskennan tuloksiin kolmessa eri tilanteessa.

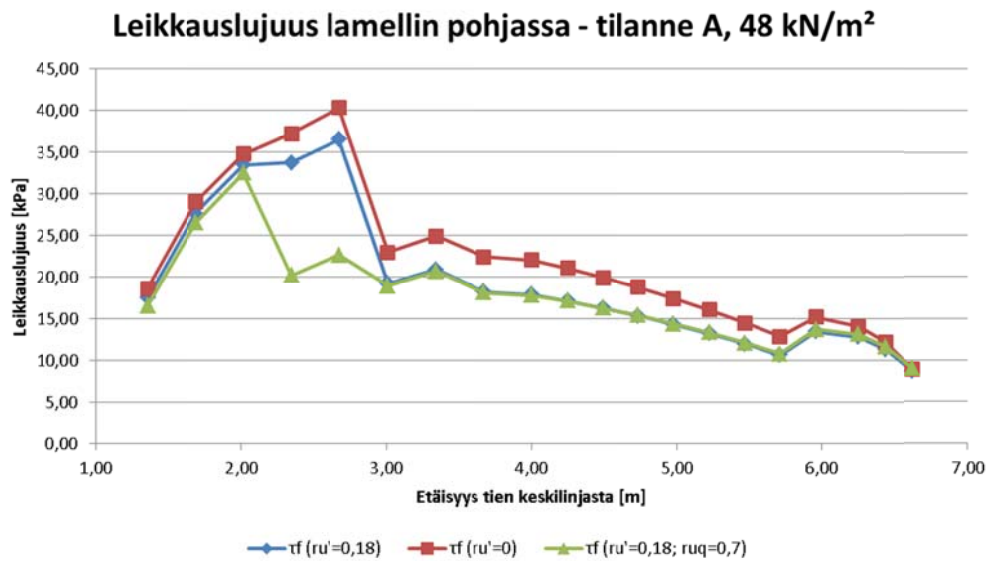
Laskenta-tilanne	Maaston muoto	Pengerkorkeus [m]	Pohjamaatyyppi	$r_u'$	$r_{uq}$	Kuorma [kN/m <sup>2</sup> ]			
						0	10	32	48
A	Tasainen	1,5	$\varphi = 27^\circ$	0	0	2,24	1,99	1,67	1,50
				0,18	0	2,04	1,87	1,53	1,38
				0,18	0,7	2,04	1,80	1,34	1,09
B	Tasainen	2,5	$\varphi = 27^\circ$	0	0	1,79	1,69	1,51	1,41
				0,18	0	1,72	1,59	1,40	1,32
				0,18	0,7	1,72	1,58	1,32	1,17
C	Sivukalteva	2,5	$\varphi = 27^\circ$	0	0	1,62	1,56	1,43	1,35
				0,18	0	1,36	1,31	1,22	1,16
				0,18	0,7	1,36	1,30	1,12	1,02

Edellisen taulukon 6.7. tuloksista nähdään, että myödon aiheuttama huokosylipaineen huomioiminen laskelmissa alentaa odotetusti laskennallista varmuutta. Keskimäärin stabiliteetti alenee tapauksessa A 9,2 %, tapauksessa B 5,9 % ja tapauksessa C 15 %. Erikoiskuljetuskuormien osalta stabiliteetti ei alene keskimäärin aivan yhtä paljon. Näiden osalta vastaava aleneminen on tapauksessa A 8,2 %, tapauksessa B 6,8 % ja tapauksessa C 14 %.

Myödon aiheuttaman huokosvedenpaineen lisäksi kuorman aiheuttaman huokosylipaineen huomioiminen alentaa laskennallista varmuutta erikoiskuljetuskuormilla merkittävästi enemmän kuin ainoastaan myödon aiheuttaman huokosylipaineen lisääminen. Tällöin alkuperäiseen verrattuna stabiliteetti alenee tapauksessa A keskimäärin 16 %, tapauksessa B 10 % ja tapauksessa C 19 %. Erikoiskuljetuskuormien osalta stabiliteetti alenee selkeästi enemmän. Näiden osalta varmuus alenee tapauksessa A 23 %, tapauksessa B 15 % ja tapauksessa C 23 %.

Huokosvedenpaineen vaikutuksessa stabiliteettiin erityisen mielenkiintoista on vaihtelu maakerrosten laskennallisessa lujuudessa. GeoCalc-ohjelmasta on saatavissa numeerisena datana monenlaista tietoa laskelmista. Ohjelma tulostaa muun muassa lamellien x-koordinaatit, pohjan pituudet ja leikkausvoimat. Näiden perusteella voidaan laskea leikkauslujuus lamellien pohjassa. Kokonaisjännitysanalysissä suljetulla leikkauslujuudella tehdyissä laskelmissa tämä lujuus on tietyllä syvyydellä maakerokselle ilmoitettu vakio, joka kasvaa syvyyden funktiona. Tehokkailla lujuusparametreilla laskettaessa ohjelma laskee sen sijaan leikkauslujuuden jokaisen lamellin kohdalla erikseen.

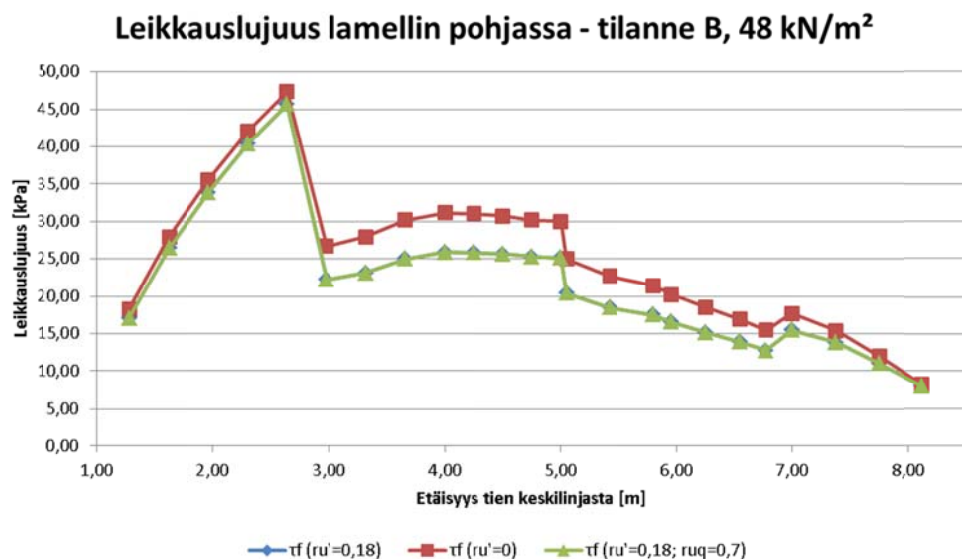
Ohjelma etsii muuttuneilla parametreilla vaarallisimman liukupinnan, joten edelliset tarkastelut eivät sovellu suoraan lujuuksien vertailuun. Tästä syystä seuraavissa tapauksissa tarkasteltujen tilanteiden varmuudet poikkeavat taulukossa 6.7. esitetyistä varmuuksista. Laskentaohjelma on käsin pakotettu laskemaan varmuudet tietylle liukupinnalle. Liukupinta on määritetty olemaan mahdollisimman lähellä liukupintaa, jonka ohjelma on laskenut vaarallisimmaksi tapaukselle, jossa myödon aiheuttama huokosvedenpaine otetaan huomioon, mutta kuorman aiheuttamaa ei. Kolmessa seuraavassa kuvassa 6.14., 6.15. ja 6.16. on esitetty vertailu leikkauslujuuksista eri tapauksissa. Kaikissa näistä ulkoisena kuormana on käytetty suurinta erikoiskuljetuskuormaa 48 kN/m<sup>2</sup>.



Kuva 6.14. Leikkauslujuus lamellin pohjassa, tilanne A, ulkoinen kuorma 48 kN/m<sup>2</sup>.

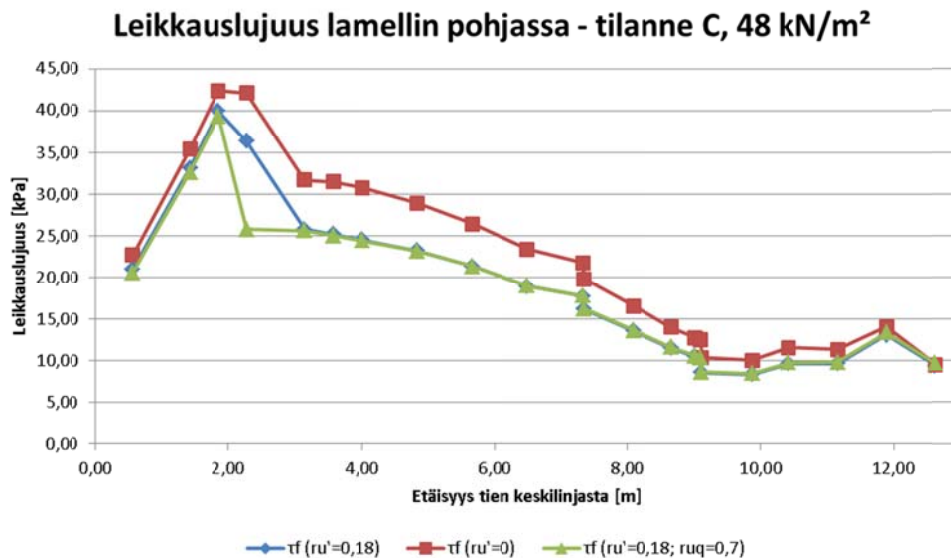
Tilanteessa A pakotetuilla liukupinnoilla varmuudet ovat seuraavat: 1,56 kun  $r_u' = 0$ , 1,39 kun  $r_u' = 0,18$  ja 1,26 kun  $r_u = 0,18$  ja  $r_{uq} = 0,7$ . Kuvan 6.14. kuvaajasta voidaan todeta, että leikkauslujuudet ovat molemmissa huokosylipaineen huomioineissa laskennoissa olleet pohjamaassa selvästi alhaisempia, kun taas tierakenteessa ne ovat olleet vain hieman alhaisempia. Pohjamaan lujuudessa tapahtuneet muutokset olivat selkeästi odotettavissa, mutta tiepenkereessä lujuudessa ei pitäisi tapahtua muutoksia. Pienet erot voivat johtua laskentaepätarkkuudesta.

Otettaessa laskentaan mukaan parametri  $r_{uq}$ , lujuus on passiivipuolella hyvin tarkasti samansuuruinen kuin ilman parametria, mutta kuorman alla olevissa lamelleissa tapahtuu suuri muutos. Kuorman alla sijaitsevilla kahdessa lamellissa leikkauslujuus romahtaa selkeästi alhaisemmaksi kuin muissa tapauksissa.



Kuva 6.15. Leikkauslujuus lamellin pohjassa, tilanne B, ulkoinen kuorma 48 kN/m<sup>2</sup>.

Kuvassa 6.15. esitetyssä tilanteessa B pakotetuilla liukupinnoilla varmuudet ovat seuraavat: 1,52 kun  $r_u' = 0$  ja 1,36 kun  $r_u' = 0,18$  ja  $r_{uq} = 0$  tai 0,7. Lujuuksista on havaittavissa sama ilmiö kuin tilanteessa A, eli pohjamaassa lujuudet ovat vertailutilannetta selvästi alhaisemmat ja tiepenkereessä vain hieman alhaisemmat. Tässä tapauksessa yhdenkään lamellin pohja ei sattunut olemaan pohjamaassa kuorman vaikutuksen alapuolella, joten parametrilla  $r_{uq}$  ei ollut vaikutusta. Tämän tapauksen osalta liukupinnan valinta tilanteen  $r_u' = 0,18$  ja  $r_{uq} = 0$  mukaan osoittautui tätä vertailua varten huonoksi valinnaksi.



Kuva 6.16. Leikkauslujuus lamellin pohjassa, tilanne C, ulkoinen kuorma 48 kN/m<sup>2</sup>.

Kuvassa 6.16. esitetyssä tilanteessa C pakotetuilla liukupinnoilla varmuudet ovat seuraavat: 1,35 kun  $r_u' = 0$ , 1,16 kun  $r_u' = 0,18$  ja 1,11 kun  $r_u' = 0,18$  ja  $r_{uq} = 0,7$ . Tässä varmuudet sattuvat olemaan kahden ensimmäisen tapauksen osalta samat kuin vaarallisimmilla liukupinnoilla, vaikka liukupinnat eivät olekaan tismalleen samat. Tämän tapauksen osalta vain yhden lamellin alapää on kuorman kohdalla pohjamaassa. Kyseisen lamellin kohdalla leikkauslujuus romahti samaan tapaan kuin tilanteessa A ja lujuudet muuttuivat muillakin liukupinnan osilla samoin.

Näiden tarkastelujen pohjalta huomataan, että myödon aiheuttamalla huokosylipaineella on merkitystä laskettaessa tehokkailla lujuusparametreilla alhaisilla kitkakulman arvoilla. Kitkakulma  $\varphi = 27^\circ$  edustaa silttiä, jonka kohdalla myödon aiheuttaman huokosylipaineen merkitys on vain kohtuullinen. Kitkakulman arvo voi Suomen olosuhteissa hyvin hienorakeisilla savilla olla paljon alhaisempi. Kuvasta 3.6. voidaan nähdä, että alhaisemmilla kitkakulmien arvoilla  $r_u'$ :n arvona on syytä käyttää paljon suurempaa lukua kuin 0,18, jolloin myödon aiheuttaman huokosylipaineen merkitys on paljon suurempi ja lujuus alenee sen vaikutuksesta luonnollisesti enemmän.

Kuorman aiheuttaman huokosylipaineen vaikutus varmuuteen on myötäämisen aiheuttamaa vaikutusta selkeästi suurempi. Tapauksessa A varmuus laskee lähes yhtä alhaiselle tasolle, kuin se on ollut vastaavassa tilanteessa 10 kPa savella. Tapauksissa B ja C varmuus laskee myös hyvin alhaiseksi, vastaten lähes 15 kPa saven tilannetta. Tässä tarkasteltu maalaji on silttiä, joka on todellisuudessa selkeästi lujempaa kuin edellä mainitut suhteellisen heikot savet. Näiden tulosten perusteella vaikuttaa siltä, että ulkoisen kuorman huokosvedenpaineparametrin arvo  $r_{uq} = 0,7$  voi olla useissa

tapauksissa varman puolella ja tällöin huokosylipainetta yliarvioidaan nopeasti pehmeikön ylittävien raskaiden erikoiskuljetusten tapauksessa. Ulkoisen kuorman aiheuttama huokosylipaine tulee joka tapauksessa ottaa tehokkailla lujuusparametreilla laskettaessa huomioon varmuuden yliarvioinnin välttämiseksi. Poikkeuksellisen suuren ja nopean kuorman vaikutuksesta huokosvedenpaineeseen tie-rakenteen alla tulisi tehdä lisätutkimuksia sopivan  $r_{uq;n}$  arvon määrittämiseksi.

## 6.3 Stabiliateettilaskenta elementtimenetelmällä

Tässä luvussa esitellään laskentatuloksia elementtimenetelmällä tehdyistä stabiiliteettitarkasteluista. Laskentarungosta (Taulukko 6.2.) on valittu muutamia mielenkiintoisimpia tapauksia FEM-laskentoihin, joita vertaillaan LEM-laskennan tulosten kanssa. Tapauksia on otettu tarkasteluun vähäinen määrä sen vuoksi, että FEM-tarkastelut ovat huomattavasti työlämpiä ja hitaampia suorittaa kuin rajatasapainomenetelmällä tehtävät.

Materiaalimallien monimutkaisuuden vuoksi materiaaliparametrien määrittäminen on hidasta ja soveltuvia materiaalimallejakin on useita. Karkearakeisille materiaaleille käytettäväksi malliksi soveltuu Hardening soil, kuivakuorisavelle Mohr-Coulomb ja toisaalta stabiiliteettiongelmia pengerten yhteydessä ratkaistaessa pehmeälle maakerrokselle parhaiten soveltuu Soft soil -malli käytettäessä tehokkaita lujuusparametreja. Suljettua leikkauslujuutta stabiiliteettilaskelmissa käytettäessä Hardening soil ja Mohr-Coulomb mallit ovat molemmat käyttökelpoisia. Näiden kaikkien mallien yhteydessä laskentaohjelma vaatii hieman eri parametreja, ja niiden määrittäminen LEM-ohjelmassa käytettäviä vastaaviksi ei ole täysin yksiselitteistä. Yleensä näiden materiaalimallien vaatimat parametrit määritetään laboratoriokokeiden perusteella.

Laskelmissa käytettiin samoja poikkileikkausprofiileja kuin LEM-osiossa. Plaxis-ohjelmassa liukupinnan muotoa tai alku- ja loppupisteitä ei voi itse määrittää kuten GeoCalcissa. GeoCalcissa määritettiin liukupinnan luiskaa lähimmäksi mahdolliseksi alkupisteeksi kuorman vaikutuksen keskipiste reunasortumien jättämiseksi pois tarkasteluista. Vastaavasti Plaxis-tarkasteluissa penkereen reunoihin mallinnettiin noin 1,0 m levyinen kaistale pengermateriaalia, jonka lujuusparametreihin lisättiin kitkakulman lisäksi koheesiota 10 kPa, jotta reuna ei sorru omasta painostaan ja liukupinnat eivät sijoitu liian lähelle luiskan reunaa. Tämä kerros näkyy kuvassa 6.17 hieman tummemmalla värillä penkereen reunassa. Lisäämällä kerroksen laskentaohjelma osaa hakea vaarallisimman liukupinnan muualta, jolloin tulokset vastaavat GeoCalcissa tehtyjä laskelmia. Laskentaparametrit on esitetty savikohteiden osalta taulukossa 6.8. ja silttikohteiden osalta taulukossa 6.9.



Taulukko 6.8. FEM-laskennassa käytetyt materiaaliparametrit savikohteiden osalta.

Parameter	Name	Penger	Kuivakuori	Savi	Unit
General					
Material model	Model	Hardening soil	Mohr-Coulomb	Hardening soil	-
Type of material behaviour	Type	Drained	Undrained B	Undrained B	-
Soil unit weight above phreatic level	$\gamma_{\text{unsat}}$	20,0	17,0	15,0	kN/m <sup>3</sup>
Soil unit weight below phreatic level	$\gamma_{\text{sat}}$	22,0	17,0	15,0	kN/m <sup>3</sup>
Parameters					
Young's modulus (constant)	$E'$	-	50000	-	kN/m <sup>2</sup>
Secant stiffness in standard drained triaxial test	$E_{\text{so}}^{\text{ref}}$	60000	-	10000	kN/m <sup>2</sup>
Tangent stiffness for primary oedometer loading	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	60000	-	10000	kN/m <sup>2</sup>
Unloading / reloading stiffness	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	120000	-	30000	kN/m <sup>2</sup>
Modified compression index	$\lambda^*$	-	-	-	-
Modified swelling index	$\kappa^*$	-	-	-	-
Undrained shear strength	$S_{\text{u,ref}}$	-	30,0	10,0/15,0	kN/m <sup>2</sup>
Cohesion	$c_{\text{ref}}$	0,2	-	-	kN/m <sup>2</sup>
Friction angle	$\varphi'$	35,0	-	-	°
Dilatancy angle	$\psi$	5,0	-	-	°

Taulukko 6.9. FEM-laskennassa käytetyt materiaaliparametrit silttikohdeiden osalta.

Parameter	Name	Penger	Siltti1	Siltti2	Unit
General					
Material model	Model	Hardening soil	Soft soil	Soft soil	-
Type of material behaviour	Type	Drained	Drained	Drained	-
Soil unit weight above phreatic level	$\gamma_{\text{unsat}}$	20,0	17,0	17,0	kN/m <sup>3</sup>
Soil unit weight below phreatic level	$\gamma_{\text{sat}}$	22,0	17,0	17,0	kN/m <sup>3</sup>
Parameters					
Young's modulus (constant)	$E'$	-	-	-	kN/m <sup>2</sup>
Secant stiffness in standard drained triaxial test	$E_{\text{so}}^{\text{ref}}$	60000	-	-	kN/m <sup>2</sup>
Tangent stiffness for primary oedometer loading	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	60000	-	-	kN/m <sup>2</sup>
Unloading / reloading stiffness	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	120000	-	-	kN/m <sup>2</sup>
Modified compression index	$\lambda^*$	-	0,01	0,01	-
Modified swelling index	$\kappa^*$	-	0,003	0,003	-
Undrained shear strength	$S_{\text{u,ref}}$	-	-	-	kN/m <sup>2</sup>
Cohesion	$c_{\text{ref}}$	0,2	5,0	0,2	kN/m <sup>2</sup>
Friction angle	$\varphi'$	35,0	27,0	27,0	°
Dilatancy angle	$\psi$	5,0	-	-	°

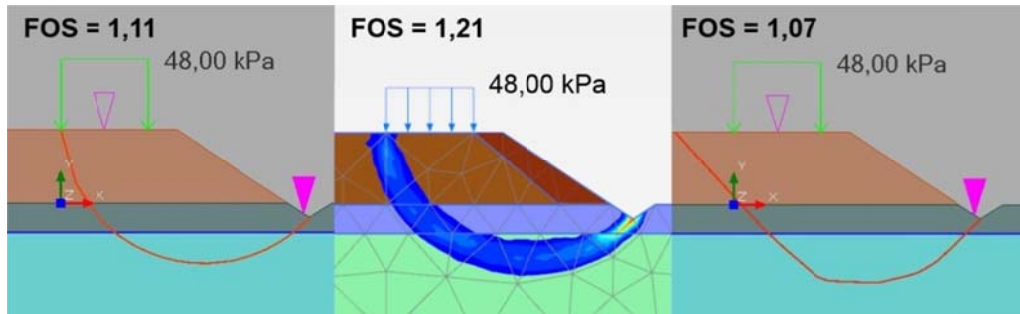
FEM-laskennan tulokset on koottu taulukkoon 6.10. Laajennettu versio taulukosta on esitetty liitteen 3 sivulla 9. Taulukoissa vertailun lähtökohdaksi on otettu FEM-laskennan tulokset. Näihin on vertailtu LEM-laskennan tuloksia ympyräliukupinnalla ja vapaalla liukupinnalla. Tulokset ovat sikäli ristiriitaisia, että LEM-tarkasteluissa suljetulla leikkauslujuudella savikohteissa (tapaukset A, C ja E) varmuudet ovat keskimäärin huonompia kuin FEM-tarkasteluissa, erityisesti vapaalla liukupinnalla. Toisaalta taas kuitenkin tehokkailla lujuusparametreilla (tapaukset B ja D) laskettaessa varmuudet ovat LEM-laskennassa huomattavasti parempia, erityisesti ympyräliukupinnalla. Toisaalta taas vapaalla liukupinnalla tulokset ovat hyvinkin samoja. Toisissa tapauksissa eroja syntyy enemmän ja toisissa tapauksissa ne ovat vähäisiä.

Taulukko 6.10 Laskentatulokset FEM- ja LEM-laskennan erojen tarkastelemiseksi viidessä eri tapauksessa A...E.

Laskenta-tilanne	Maaston muoto	Penger-korkeus [m]	Pohjamaa-tyyppi	Laskenta-tapa	Kuorma [kN/m <sup>2</sup> ]			
					0	10	32	48
A	Tasainen	1,5	$S_u = 10$ kPa	LEM	2,55	1,94	1,30	1,04
				LEM(vapaa)	1,65	1,61	1,17	0,94
				FEM	2,38	1,86	1,45	1,20
B	Tasainen	2,5	$\varphi = 27^\circ$	LEM	1,79	1,69	1,51	1,41
				LEM(vapaa)	1,63	1,58	1,44	1,35
				FEM	1,60	1,58	1,43	1,35
C	Tasainen	2,5	$S_u = 15$ kPa	LEM	1,93	1,69	1,29	1,11
				LEM(vapaa)	1,76	1,54	1,26	1,07
				FEM	1,92	1,65	1,39	1,21
D	Sivukalteva	2,5	$\varphi = 27^\circ$	LEM	1,62	1,56	1,43	1,35
				LEM(vapaa)	1,49	1,43	1,34	1,27
				FEM	1,40	1,39	1,31	1,26
E	Sivukalteva	2,5	$S_u = 15$ kPa	LEM	1,40	1,25	1,06	0,93
				LEM(vapaa)	1,37	1,22	1,04	0,92
				FEM	1,44	1,31	1,16	1,03

Suljetulla leikkauslujuudella laskennan tuloksissa mielenkiintoiseen rooliin nousevat liukupintojen muodot ja niiden vaikutus laskennan tuloksiin. Kuvassa 6.17. on esitetty tapauksen B osalta liukupintojen erot. Kuvassa vasemmalla on Bishopin ympyrä-liukupinta, keskellä FEM-pohjaisen varmuuslaskennan siirtymien perusteella havaittu liukupinta ja oikealla Morgenstern-Price teorian vapaa liukupinta. Tämän perusteella voidaan huomata, että Bishopin ympyräliukupinta vastaa savikohteissa vapaata paremmin FEM-laskennan liukupintaa.

Vapaan liukupinnan laskennan ja FEM-laskennan tulosten eron pääasiallisena selityksenä on selvästi ero liukupinnan muodossa. Kuitenkin ero ympyräliukupinnan laskentatapauksen varmuuteen on niinkin suuri kuin 0,10, eli noin 8 %. Laskelmia kokeiltiin tehtävän ilman pengermateriaalin dilataatiokulmaa ja toisaalta myös tiheimmällä elementtiverkolla. Kunkin vaikutus laskelmien lopputulokseen oli noin sadasosan luokkaa, joten ne eivät selitä eroa kokonaisuudessaan. Näiden lisäksi eroa selittävän tekijän on oltava se, että elementtimenetelmä ottaa huomioon tierakenteen kyvyn jakaa kuormituksia pohjamaalle laajemmalle alueelle toisin kuin lamellimenetelmä. Tosin murtotilanteessa kuorman ei pitäisi jakautua FEM-laskennassakaan yhtään laajemmalle. Plaxis-ohjelmalla kaksikulotteisia tapauksia laskettaessa päätyvastuksia ei voida huomioida, joten siitä eroa ei pääse muodostumaan. Toisaalta kolmiulotteisella laskennalla ne saataisiin selville nykyisellään käytettävissä olevista menetelmistä parhaiten.

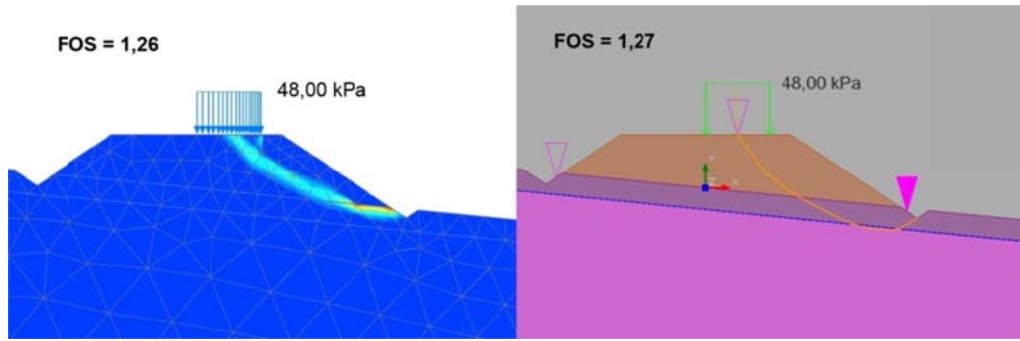


Kuva 6.17. Liukupintojen erot. Bishop ympyräliukupinta FEM-laskennan perusteella arvioitu liukupinta ja Morgenstern-Price vapaa liukupinta.

Stabiliteettilaskennan tulokset suljetulla lujuudella eivät täsmäävät erityisen hyvin. Liitteen 3 sivun 9 taulukosta voidaan havaita, että eroja muodostuu erityisesti LEM-laskennassa vapaata liukupintaa käytettäessä. Tällöin tarkasteltavissa tilanteissa ero FEM-laskentaan on ollut keskimäärin 13 %. Erikoiskuljetuskuormien osalta ero on ollut 14 %. Ympyräliukupinnalla erot olivat edellisten havaintojen mukaan odotetusti hieman pienemmät. Vastaavasti vertaillen erot olivat kaikilla kuormilla keskimäärin 4 % ja erikoiskuljetuskuormilla 10 %.

Tehokkailla lujuusparametreilla laskettaessa erot johtuvat moninaisista eri syistä. Nämä tarkastelut on tehty käyttäen materiaalimallissa materiaalin käyttäytymisenä "drained" -ominaisuutta, eli nämä ovat avoimen tilan tarkasteluja. Avoimen tilan tarkasteluissa huokosvedenpainetta ei pääse muodostumaan, mikä vastaa GeoCalc-laskennan tilannetta, jossa ei käytetä huokosvedenpaineparametreja  $u_v$  ja  $u_{uq}$ . Materiaalin käyttäytymisessä Plaxisissa voisi käyttää myös suljetun tilan tarkastelua, mutta silloin se ei vastaisi laskentarunгон vertailutapauksia vaan kappaleen 6.2.8 laskelmia. Tässä työssä päätettiin pysyä tehokkailla lujuusparametreilla laskettaessa avoimen tilan tarkasteluissa. Suljetun tilan tarkasteluja varten materiaalien vedenläpäisevyys voitaisiin määrittää Plaxis-ohjelmaan maakerroksen rakeisuuden perusteella. Toinen vaihtoehto olisi syöttää vedenläpäisevyydelle itse kirjallisuuteen, rakeisuuteen tai laboratoriotutkimuksiin perustuva arvio. Ohjelmassa voidaan käyttää eri arvoja x- ja y-suuntiin.

Tehokkailla lujuusparametreilla laskettaessa huokosvedenpaineasioiden lisäksi toinen vaikuttava asia on liukupinnan sijainti ja muoto. Avoimessa tilassa tarkasteltavissa poikkileikkauksissa vaarallisimmat liukupinnat näyttävät olevan hyvin lyhyitä ja ne päättyvät aina sivuojaan. Tällöin vaarallisimman liukupinnan muoto ei välttämättä olekaan ympyränkaari vaan se voi olla osin suora ja toisaalta spiraalin osan muotoinen. Kuvassa 6.18. on esitetty tapauksen D liukupintojen erot. Kuvassa vasemmalla on FEM-pohjaisen varmuuslaskennan siirtymien perusteella havaittu liukupinta ja oikealla Morgenstern-Price teorian mukainen vapaa liukupinta. Bishopin ympyräliukupinta oli kyseisessä tapauksessa huomattavasti pidempi ja ulottui ojan ohi. Kuvasta huomataan, että FEM-laskennan liukupinta ja MP:n vapaa liukupinta alkavat tien pinnalta kuorman keskeltä ja päättyvät ojan pohjalle. Muoto liukupinnoissa eroaa hieman, mutta päätepisteet täsmäävät.



Kuva 6.18. Liukupintojen erot. FEM-laskennan perusteella arvioitu liukupinta ja Morgenstern-Price vapaa liukupinta.

Stabiiliteettilaskennan tulokset tehokkailla lujuusparametreilla täsmäävät hyvin, erityisesti LEM-laskennassa vapaata liukupintaa käytettäessä. Liitteen 3 sivun 9 taulukosta voidaan havaita, että tällöin tarkasteltavissa tilanteissa ero FEM-laskentaan on ollut keskimäärin 2 %. Erikoiskuljetuskuormien osalta ero on ollut vain 1 %. Ympyräliukupinnalla erot olivat hieman suuremmat. Vastaavasti vertaillen erot olivat 9 % ja 7 %. Liukupintojen lyhydestä johtuen avoimen tilan tarkasteluissa kitkakulmalla tierakenteen kyky jakaa kuormia ei vaikuta laskennan tulokseen juurikaan. Tämä selittää, miksi näissä tarkasteluissa erot ovat pienempiä kuin suljetun tilan tarkasteluissa savimaalla.

Yhteenvedona FEM- ja LEM-tarkasteluiden vertailusta voidaan todeta, että laskentatulokset vastaavat jokseenkin hyvin toisiaan tietyin huomioin. Tehokkailla lujuusparametreilla avoimen tilan tarkastelussa liukupinnat ovat lyhyitä ja FEM-tarkastelut vastaavat tällöin hyvin LEM-tarkasteluja, joissa käytetään vapaita liukupintoja. Ympyräliukupinnoilla LEM-laskennan tuloksissa saattaa olla lievää ylivarmuutta. Suljetun tilan tarkasteluissa tulokset eivät vastaa aivan yhtä hyvin toisiaan, ja päinvastoin kuin edellisessä, tulokset vastaavat toisiaan paremmin LEM-tarkastelujen ympyräliukupinnoilla. Tulosten eroavaisuutta suljetun tilan tarkasteluissa selittää se, että FEM-laskenta ottaa huomioon tierakenteen kyvyn jakaa kuormia, ja liukupinnat ovat pehmeämmällä maakerroksella sen muotoisia, että kuorman jakautumisella on vaikutusta laskennan tuloksiin.

FEM-laskelmien tarkoituksena oli havainnollistaa lisäksi sortumasta aiheutuvia muodonmuutoksia ja niiden eroavaisuuksia erilaisilla pohjamailla. Yleisesti tiedossa on se, että muodonmuutokset ovat sitä suurempia, mitä alhaisempi lujuus pohjamaalla on. Erityisesti saven sensitiivisyys, eli se, kuinka alhaiseksi saven lujuus putoaa sen häiriintyessä, vaikuttaa muodonmuutosten suuruuteen ja laajuuteen merkittävästi. Sortumasta aiheutuvien muodonmuutosten suuruuteen vaikuttaa useat eri seikat, mutta käytännössä poikkeuksellisen painavan tiekuljetuksen yhteydessä sortuma johtaa kuljetuksen kaatumiseen tai vähintäänkin jumiutumiseen. Pehmeille saville ominaista on se, että ne menettävät lujuutta häiriintyessään, jolloin sortuman tapahtuessa tasapainotila saavutetaan vasta suurien muodonmuutosten jälkeen. Liukupinta-sortuman tapahtuessa pehmeällä pohjamaalla muodonmuutoksia voi tapahtua myös kaukana tien sivulla, sillä kuorman alla painuva maa syrjäyttää tieltään maata ja työntää sitä murtopintaa pitkin liukupinnan loppua kohden, kunnes saavutetaan tasapainotila. Tämä voi aiheuttaa vaurioita ympäröivissä rakenteissa.

## 7 Erikoiskuljetukset ja pohjanvahvistukset

Tässä luvussa käsitellään erilaisia Suomen tieverkolla yleisesti esiintyviä pohjanvahvistusrakenteita ja niiden vaikutusta tiepenkereen vakavuuteen poikkeuksellisen painavien tiekuljetusten yhteydessä. Lisäksi tarkastellaan rakenteita, joita voidaan hyödyntää kuljetuksen aikana ja rakentaa jopa yksittäistä kuljetusta varten. Tämän työn yhteydessä käsiteltäviksi rakenteiksi on valittu paalulaatta, puupaalut, syvästabilointi, massanvaihto, teräsverkko ja geolujitteet, teräslevyt ja vastapenger. Tämän luvun tarkoituksena on tuoda pintapuolisesti esille, kuinka kyseisistä rakenteista voi olla hyötyä raskaiden erikoiskuljetusten suorittamisen kannalta.

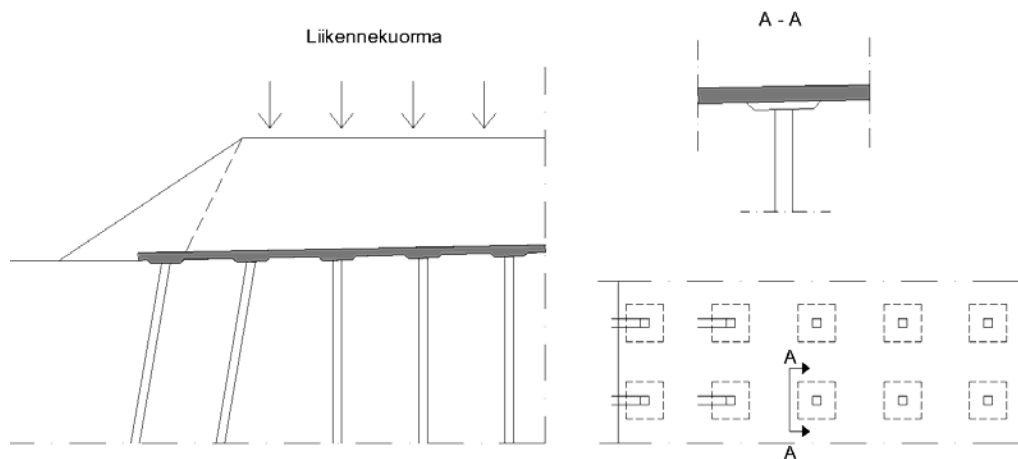
### 7.1 Olemassa olevat pohjanvahvistukset

Tässä luvussa käsitellään olemassa olevia pohjanvahvistuksia, joista voi olla suunnittelussa hyötyä raskaiden erikoiskuljetusten yhteydessä. Rakenteita on toteutettu eri aikakausina eri ohjeiden ja käytäntöjen mukaan, mikä asettaa omat haasteensa rakenteiden hyödyntämiselle. Lähtökohtainen oletus on, että olemassa olevista rakenteista ei voida olettaa saatavan mitään hyötyä suunnitteluun, ellei tarkempia yksityiskohtia ole tiedossa. Tällöin tarkasteluissa käytetään normaaleja parametreja ikään kuin rakenteita ei olisikaan. Pohjanvahvistuksia on tehty kuitenkin lähtökohtaisesti sellaisissa olosuhteissa, joissa maan lujuus on heikko, joten tehdyistä vahvistuksista on usein tarpeen saada lisää varmuutta. Toisaalta rakenteet eivät välttämättä kestä poikkeuksellisen painavien tiekuljetusten aiheuttamaa rasitusta ja niihin voi tulla liian raskaassa kuormituksessa haitallisia vaurioita.

#### 7.1.1 Paalulaatta

Pengerpaalutus on Pohjois-Euroopassa yli 60 vuotta vanha penkereiden perustamismenetelmä, jossa paalumateriaali oli aluksi puuta. Aluksi penkereet rakennettiin joko suoraan puupaalujen varaan tai esimerkiksi erilaisten hirsiarinoiden välityksellä. Paaluhatturakenteen käyttö aloitettiin 1960-luvun alussa Ruotsissa, jonka jälkeen sen käyttö levisi pian myös Suomeen. Paalumateriaalina pengerpaalutuksessa puu pysyi yleisenä aina 1980-luvulla saakka. Teräsbetonipaalujen käyttö alkoi Suomessa 1960-luvulla korkealuokkaisissa kohteissa. Ajan kuluessa betonipaalujen käyttö yleistyi ja 1980-luvulla ne olivat jo nykyiseen tapaan käytetyin paalutyypit. (Kujala, 2005)

Paalulaattarakenne on paaluilla perustettu yhtenäinen teräsbetoninen laatta, jonka päällä on pysyvä kuormana maapenger. Paalulaatan voidaan katsoa olevan painumaton rakenne. Paalulaattoja käytetään kohteissa, joissa muiden pohjanvahvistustapojen käyttö ei ole taloudellisesti perusteltua tai teknisesti mahdollista. Tyypillisesti tällaisia kohteita ovat pehmeät ja syvät pehmeiköt, joissa massanvaihto ei tule kysymykseen tai riittävää stabiliteettia ja tavoitepainumaa on muutoin vaikea saavuttaa. Lisäksi tyypillisiä kohteita ovat siltojen tulopenkereet ja keilat sekä kohteet, joissa tien tai radan läheisyydessä on haitalliselle tärinälle alttiita rakenteita. Kuvassa 7.1. on esimerkki paalulaattarakenteesta. Kyseessä oleva rakenne on Suomessa yleisimmin käytetty laattatyyppi eli sienilaatta. Muita tavallisia vaihtoehtoja ovat tasapaksu laatta ja palkkilaatta.



Kuva 7.1. Esimerkki paalulaattarakenteesta. (Liikennevirasto, 2014)

Paalulaattarakenteiden suunnitteluun on Suomessa käytävissä julkaisu "Liikenneviraston ohjeita 5/2014, Paalulaattojen ja paaluhattarakenteiden suunnittelu" (Liikennevirasto, 2014). Ohjeessa otetaan kantaa paalulaattojen yhteydessä tehtäviin pohjatutkimuksiin, käytettävien rakenteiden ja rakenneosien laatuvaatimuksiin, kuormiin, geotekniseen suunnitteluun ja muihin rakenteisiin liittymiseen sekä alueelle tehtäviin muihin rakenteisiin. Aikanaan paalulaattarakenteiden yleistyessä yleisiä suunnitteluohjeita ei ollut lainkaan, jolloin rakenteet vastasivat toimintatavaltaan lähinnä sillan kansilaattaa (Kujala, 2005). Kujalan mukaan näistä ylimääristä varmuutta sisältäneistä suunnitelmista siirryttiin ajan myötä rakenteiden taloudellisen optimoinnin myötä jopa alimitoitukseen. (Kujala, 2005) Paalulaattojen suunnitteluun ohjeita on ollut useita ja yleisperiaate on ollut se, että vanhemmissa ohjeissa mitoituskormat ovat olleet pienemmät ja ajan myötä ne ovat kasvaneet. Ohjeita on julkaistu vuosina 1991, 1993, 2001, 2005, 2008, 2011 ja 2014. Mitoituskormien kasvu ajan myötä asettaa tietyn epävarmuuden vanhojen paalulaattarakenteiden tarkasteluun raskaita erikoiskuljetuksia suunniteltaessa.

Paalulaatan rakenteellisessa ja geoteknisessä mitoituksessa tulee ottaa huomioon kaikki rakenteeseen vaikuttavat kuormat ja kuormien yhdistelyt voimassa olevien ohjeiden mukaisesti. Tiekohteissa merkittävimpinä rakenteisiin kohdistuvina kuormina ovat tieliikennekuorma ja pengerkuorma. Liikennekuormana käytetään kuormakaavioon LM1 perustuvaa kuormaa, joka sisältää 30 % dynaamisen lisän. Ohjeessa on esitetty pylväsdigrammin muodossa LM1:n aiheuttama tasainen kuorma laatan pinnalla pengerkorkeuden funktiona. (Liikennevirasto, 2014) Kyseisen diagrammin ja kuvien 6.3 ja 6.4 perusteella voidaan todeta, että edes niinkin suurella kuin  $48 \text{ kN/m}^2$  erikoiskuljetuskuormalla vastaavat kuormitukset eivät ylity, vaikka niihin lisättäisiin 30 % dynaaminen lisä. Mahdolliset haasteet ja ylikuormituksen riski kohdistuvat paikkoihin, joissa pengerkorkeus on matala. Raskaiden erikoiskuljetusten aiheuttamia kuormituksia paalulaattoihin tulisi tutkia tarkemmin laskennallisin tarkasteluin.

Paalulaattojen alueella vakavuusongelmia tavataan käytännössä lähinnä paalutus-työn aikana. Paalutustyö lisää hetkellisesti huokosvedenpainetta hienorakeisissa maakerroksissa, sekä aiheuttaa maata syrjäyttäessään epäedullisia vaakavoimia. Paalulaattarakenteiden stabiliteettitarkasteluissa noudatetaan Paalulaattojen ja paaluhattarakenteiden suunnittelu -julkaisun lisäksi julkaisua Eurokoodin soveltamisohje, Geotekninen suunnittelu – NCCI7. (Liikennevirasto, 2014) (Liikennevirasto, 2013) Paalulaattarakenteen valmistuttua tiepenkereen päälle kohdistuvien kuormien voidaan katsoa kohdistuvan maan sijasta rakenteisiin, eikä näin ollen stabiliteetti koidu ongelmaksi, kunhan kuormat pysyvät rakenteen mitoituskormia alhaisempina.

Yhteenvedona paalulaattarakenteista poikkeuksellisen painavien tiekuljetusten näkökulmasta voidaan todeta, että alueet, joissa tiedetään paalulaattoja olevan, voidaan pääasiallisesti sulkea potentiaalisten stabiliteettiongelma-kohteiden ulkopuolelle. Vanhoihin paalulaattoihin on kuitenkin syytä suhtautua kriittisesti, sillä ne voivat olla käyttöikänsä lopussa ja puupaaluilla perustettuja, mikä sisältää omat riskinsä. Paalulaatan läheisyydessä olevat alueet voivat olla stabiliteetin kannalta ongelmallisia, kun paalulaattoja tiedetään rakennettavan kaikkein hankalimmille pehmeikköalueille. Näin ollen paalulaatalta siirryttäessä pohjanvahvistusmenetelmä voi vaihtua toiseen tai penger siirtymärakentein kokonaan maanvaraiseksi. Pohjamaaolosuhteet voivat olla yhä kohtalaisen hankalat.

### 7.1.2 Puupaalut

Jari Mara kertoo diplomityössään "Puupaaluilla perustettujen tierakenteiden vauriot ja korjausmenetelmät", että suurin osa tierakentamisessa käytetyistä puupaalutuksesta on Suomessa tehty 50...70-luvulla ennen teräsbetonipaalujen käytön yleistymistä ja vain joitakin on tehty enää 80-luvulla. Nykyään puupaalujen käyttö tierakentamisessa onkin vähäistä. (Mara, 2000) Puupaalurakenteet voivat olla kovaan pohjamaahan tai kallioon tukeutuvia tukipaalurakenteita tai kovan pohjan ollessa hyvin syvällä kitka- tai koheesiopaalurakenteita. Puupaaluja ei saa nykyisin käyttää paalulaattojen yhteydessä, vaan puupaalut varustetaan aina paaluhatuilla (Liikennevirasto, 2014). Aiemmin paalulaattojakin on voitu perustaa puupaaluin, mutta suurin osa puupaaluista on varustettu nimenomaan paaluhatuin. Lisäksi puupaaluja on käytetty luiskien vahvistukseen, siltojen tulopenkereiden perustamiseen, paalutettujen maatuukien ja rakenteiden suojapaalutukseen, siirtymäpaalutukseen ja sillan etuluiskan ja keilan perustamiseen. (Mara, 2000)

Vuonna 2000 puupaalujen varaan perustettuja tierakenteita on tiedetty olevan Uudenmaan tiepiirissä (nykyisin Uudenmaan ELY-keskuksen alueella) yhteensä noin 10 tiekilometriä 58 eri kohteessa. Jo tuolloin näistä kohteista 17:ssä on odotettu olevan seuraavan 10 vuoden aikana suuria vaurioita, jotka vaativat suunnittelua ja korjausta. Lisäksi puupaaluilla perustettuja tierakenteita on paljon Turun tiepiirissä (nyk. Varsinais-Suomen ELY-keskus) ja jonkin verran Vaasan tiepiirissä (nyk. Pohjanmaan ELY-keskus). Muualla Suomessa näiden käyttö on ollut vähäisempää. Yleisimmät syyt puupaalukohteiden vaurioihin ovat paalujen lahoaminen ja penkereen huono holvautuminen paaluhattujen varaan. Kun holvautuminen on huonoa, penger materiaali valuu hattujen välistä pohjamaahan aiheuttaen tien painumista (Mara, 2000). Lisäksi puupaalutetuissa kohteissa merkittäviksi vaurioitusmekanismeiksi on havaittu paaluhattujen vaurioituminen tai paalujen läpileikkautuminen, jotka johtuvat joko alimitoituksesta tai huonosta toteutuksesta (Uotinen, 2016).

Pengerpaalutuksen suunnittelussa ja rakentamisessa on eri aikakausina ollut runsaasti eroja. Merkittävimmät eroavaisuudet ovat kohdistuneet sallittuihin paalukuormiin sekä paaluhattujen peittävyYTEEN. 50-luvulla mitoitus tehtiin liukupintamenetelmällä, jossa kuormana käytettiin jäännöskuormaa, jota maapohja ei pystynyt itse kantamaan. Tiepenkereen perustaminen paaluille oli vielä harvinaista, mutta siltojen tulopenkereissä se oli yleinen menetelmä. Paaluhattuja ei vielä käytetty. Useimmiten penger perustettiin suoraan paalujen varaan, mutta joissain kohteissa on käytetty puuarinoita pengerkuorman siirtämiseksi paremmin paaluille. 60-luvulla kuvaan astuivat betoniset paaluhattut, jolloin koko pengerkuorman otaksuttiin siirtyvän paaluille. Paalujen sallittuna geoteknisenä kantavuutena käytettiin 5,0...8,0 MPa. (Mara, 2000)

Ohjetilanne parani 70-luvulle tultaessa huomattavasti, kun vuonna 1972 julkaistiin lyöntipaalutusohje LPO-72 ja TVH:n julkaisu "Maarakennusalan tutkimus- ja suunnitteluohjeita, osa IV". Tällöin paaluhattujen rakoväli oli riippuvainen vain pengerkorkeudesta, mistä johtuen varsinkin pehmeillä pohjamailla käytettiin liian suurta rakoväliä. Vuosikymmenen loppupuolella siirryttiin käyttämään paaluhattujen mitoituksessa peittoprosenttia, joka oli pengerkorkeuden lisäksi riippuvainen pengermateriaalista. Peittoprosenttimenetelmä paransi paaluhattujen mitoitusta. 80-luvulle tultaessa puupaaluista alettiin siirtyä betonipaaluihin ja paaluhattujen mitoituksessa peittoprosenttimenetelmän sijaan alettiin käyttää rakovälitarkastelua. (Mara, 2000) Kuvassa 7.2. näkyy, kuinka paaluhatut voivat hattujen alapuolelle muodostuvan tyhjätilan vuoksi kallistua penkereessä.



*Kuva 7.2. Kallistuneita paaluhattuja VT7:lla välillä Rita-Koskenkylä. Paaluhatut ovat kallistuneet, koska niiden alle on muodostunut tyhjää tilaa jopa 0,3...0,4 m pohjamaan painumisen vuoksi. (Mara, 2000)*

Nykyisin puupaalujen käyttö tienrakentamisessa on loppunut lähes täysin. Kohteissa, joissa puupaalujen lahoamisesta ei ole vaaraa tai rakenteen suunniteltu käyttöikä on lyhyt, voidaan puupaaluja yhä käyttää. Maran mukaan mahdollisia mielekkäitä käyttökohteita puupaaluille voisivat yhä olla nykyisten puupaalutusten laajennukset, joissa joka tapauksessa pohjarakenteesta suurin osa on käyttöikänsä lyhytaikaisia sekä luiskapaalutukset, joissa paalun yläosan lahoaminen ei aiheuta samanlaista haittaa kuin rakennetta kantavan paalun lahoaminen. Lisäksi sopivia käyttökohteita voisivat olla rantarakenteet, jotka sijaitsevat kokonaan ja riittävästi vedenpinnan alapuolella sekä lyhytaikaiset rakenteet, kuten telinepaalutukset. (Mara, 2000)

Puupaalujen vaikutus stabiliteettiin on ilmeinen, mutta sen arvioiminen tai hyödyntäminen laskennassa onkin haasteellinen tehtävä. Paalulaattojen vaikutusta on käsitelty jo edellisessä luvussa 7.1.1, joten tässä luvussa käsitellään vain paaluhatturakenteita ja pengarpaalutusta ilman paaluhattua. Minkäänlaista ohjeistusta puupaalutuksen hyödyntämisestä stabiliteettilaskennassa ei ole, joten hyödyntämisen tai hyö-



dyntämättä jättämisen vastuu on suunnittelijalla. Lähtökohtana tällaisen kohteen stabiliteettitarkasteluissa on selvittää penkereen vakavuus olettaen, että rakenteesta ei ole mitään hyötyä stabiliteetin kannalta. Paalutuskohteissa maan lujuus on yleensä heikko, joten usein voidaan tulla tilanteeseen, jossa vakavuus on riittämätön. Ehdotukseni olisi kyseisessä tilanteessa tarkastella, kuinka suurella kuormalla vakavuus on riittävä ja verrata sitä kuljetuksen todelliseen kuormaan ja sillä saatavaan laskennalliseen varmuuteen. Suunnittelijan tehtäväksi jää tässä tilanteessa arvioida, voiko olemassa olevien paaluperustusten olettaa ottavan edellisen kuormien erotuksen verran kuormaa vastaan stabiliteettia parantaen, vai onko vakavuutta parannettava muilla keinoin.

Yhteenvedona puupaaluin tehdyn pengerpaalutuksen tai paaluhatturakenteiden hyödyntämisestä voidaan todeta, että puupaaluihin liittyy paljon riskejä niiden vaurioitumisherkkyiden ja eri aikoina vallinneiden suunnittelu- ja rakennusmenetelmien vuoksi. Puupaalujen hyödyntämistä vakavuustarkasteluissa tulee harkita tarkkaan, ja tarvittaessa on käytettävä muita menetelmiä vakavuuden parantamiseksi.

### 7.1.3 Syvästabilointi

Syvästabilointimenetelmiä ovat pilaristabilointi ja massasyvästabilointi. Ensimmäiseksi mainitussa menetelmässä maahan stabiloidaan sideaineen avulla nimensä mukaisesti pilareita, joiden halkaisija on tyypillisesti 500...800 mm. Maksimipituus pilareille nykyisellä kalustolla on yleensä noin 18..20 m, mutta lähes maksimipituiset pilarit ovat harvoin taloudellisia. (Liikennevirasto, 2010)

Massasyvästabiloinnissa sekoituskoneen kärkeä liikutellaan sekä pysty- että vaakasuunnassa, pyrkien sekoittamaan sideainetta koko maamassaan. Käytännöllinen stabilointisyvyyden raja on noin 5 m, tai ihanteellisissa olosuhteissa hieman enemmän. Sekoitustyön tasalaatuisuudessa on vielä kehittämisen varaa. Pilaristabiloinnista poiketen massasyvästabilointia voidaan käyttää myös turpeessa. Massasyvästabilointi voidaan tehdä myös pilarointikoneella vieri viereen tehdyin pilarein, jolloin sekoitustuloksesta saadaan tasalaatuisempi. (Liikennevirasto, 2010)

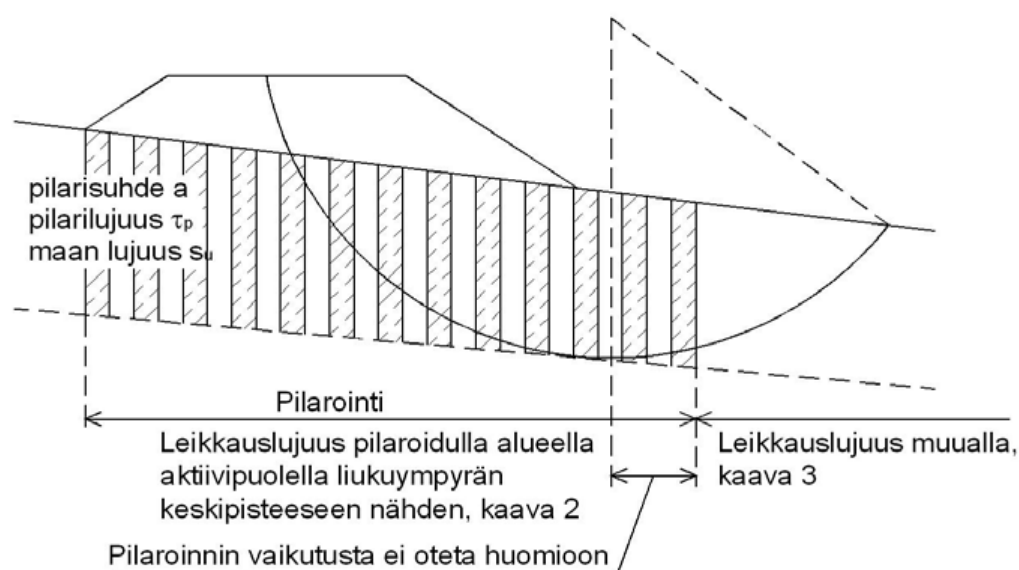
Sideaineena syvästabiloinnissa käytetään tyypillisesti jauhemaisia sideaineita. 1980-luvun loppupuolelle asti yleisin sideaine oli pelkkä poltettu kalkki. Myöhemmin, 1990-luvun alusta asti kalkin ja sementin seos on ollut yleisin. Sillä saavutetaan parempi lujuus kuin pelkällä kalkilla ja hyvä lujittuminen myös humuspitoisissa savikerroksissa. Pelkän sementin käyttö johtaa maasto-olosuhteissa usein huomattavasti heikompiin lujuuksiin kuin laboratoriossa ja pilarit ovat yleensä hauraita sekä kestävät lähinnä puristusrasituksia. 2000-luvun alussa melko yleiseen käyttöön ovat tulleet myös kipsin, sammutetun kalkin ja sementin seokset, jotka ovat osoittautuneet hyvin toimiviksi monissa tapauksissa ja liejuisissakin savissa. (Liikennevirasto, 2010)

Syvästabiloinnin suunnitteluun Suomessa on käytettävissä ohjejulkaisu: "Liikenneviraston ohjeita 11/2010, Syvästabiloinnin suunnittelu". Mitoitukseen pohjamaan lähtötiedoksi tarvitaan runsaasti laboratoriokokeista saatavia parametreja ja stabiloidun maan mitoitusparametreja, joita voi laboratoriokokeiden lisäksi selvittää maastossa tehtävillä koestabiloinneilla tai samassa geologisessa muodostumassa tehtyjen aikaisempien stabilointien toteumatiedoista. Stabiloinnin lujuustavoite on matalien pengerten perustamisessa leikkauslujuudelle useimmiten noin 80...120 kPa ja korkeiden, yli 3 m pengerten perustamisessa 120...200 kPa. (Liikennevirasto, 2010)

Kuormitusotaksumat eivät ota syvästabiloinnissa huomioon lähimainkaan yhtä suuria kuormia kuin paalulaattarakenteiden osalta. Vakavuustarkasteluissa liikennekuormana käytetään  $10 \text{ kN/m}^2$  tasaisesti jakautunutta pintakuormaa. Painumamitoituksessa liikennekuormaa ei sen sijaan oteta huomioon minkään pilarityypin osalta, mutta kimmoisten pilarien myötörajatilataarkastelussa se taas huomioidaan. (Liikennevirasto, 2010)

Tyypillisesti Suomessa pilarit mitoitetaan kimmoisina siten, että niiden kantavuus varmistetaan määrittämällä niille tulevan kuormituksen olevan myötökuorman suuruisen, kuitenkin enimmillään 70 % murtokuormasta. Tällöin kuorma jakautuu pilareille ja maalle. Mitoitustavassa maan ja pilarin oletetaan painuvan yhtä paljon, jolloin lähtöoletuksena laskennassa on se, että pilarit kantavat 90 % kokonaiskuormasta, jolloin maalle jää 10 % kuormasta. Tarkemmat ohjeet painuman laskennasta esitetään Liikenneviraston ohjeessa Syvästabiloinnin suunnittelu. Tästä on syytä huomioida, että nämä tarkastelut tehdään käyttäen liikennekuormaa  $10 \text{ kN/m}^2$ , joten raskaiden erikoiskuljetusten aiheuttamat kuormat ovat huomattavasti suurempia. (Liikennevirasto, 2010) Tällaisissa tapauksissa pilari voi käyttäytyä ikään kuin myötäävänä pilarina, jolloin tapahtuvia muodonmuutoksia ja pilarin rasitusta on arvioitava tilanteen mukaan. Pilarien käyttäytymisestä poikkeuksellisen painavan rasituksen alaisena ei ole tehty tutkimuksia, joten näitä tilanteita tulee tarkastella tapauskohtaisesti. Pilarien käyttäytymistä tulisi tutkia erikseen käytännön kokeilla, jotta niiden kestävyydestä raskaan kuormituksen alaisena voitaisiin varmistua.

Vakavuuslaskentaa tehtäessä pilaristabiloidulle maalle yksinkertaisin vyöhykejako-tapa on keskimääräiseen leikkauslujuuteen perustuva menetelmä sillä korjauksella, että liukuypyrän keskipisteeseen nähden passiivipuolella olevien pilareiden lujuus jätetään huomiotta. Vyöhykejakotapa on esitetty kuvassa 7.3. Aktiivipuolella lujuutena käytetään keskimääräistä leikkauslujuutta, joka lasketaan ns. pilarisuhteen avulla. Pilarisuhde on pilarien pinta-alan suhde stabiloimattoman maan pinta-alaan stabiloidulla alueella. Passiivipuolella käytetään stabiloimattoman maan leikkauslujuutta, joka redusoidaan normaalisti juoksurajan tai hienousluvun mukaan. (Liikennevirasto, 2010)



Kuva 7.3. Pilaroinnin vaikutuksen huomioiminen stabiliteettilaskennassa, vyöhykejako. (Liikennevirasto, 2010)

Vakavuuden suhteen pilaristabiloinnista ei saada niin suurta hyötyä kuin painuman suhteen, mikäli pilarit sijoitetaan toisistaan erilleen. Tästä syystä pilarit on asetettava yhtenäisiksi pengerluiskaa vastaan kohtisuoriksi rakenteiksi seuraavissa tapauksissa: penger on tasaisessa maastossa ja kokonaisvarmuus on ilman liikennekuormaa ja maan kestävyuden ominaisarvolla laskettaessa alle 1,0 tai kun kyseessä on penkereen ja kaivantoluiskan (tai yli 1 m syvän ojan) yhdistelmä tai penger on kaltevassa (yli 1:20) maastossa ja kokonaisvarmuus on alle 1,2. Kun pilareista muodostetaan tällaisia yhtenäisiä lamellirakenteita, niiden vakavuusmitoituksessa voidaan toisissaan kiinni oleville pilareille käyttää täyttä lujuutta myös passiivipuolella. Tällöin maan leikkauslujuutta ei kuitenkaan oteta huomioon. (Liikennevirasto, 2010)

Yhteenvetona olemassa olevien syvästabilointien hyödyntämisestä raskaissa erikoiskuljetuksissa voidaan todeta, että ne parantavat yleisesti ottaen penkereen vakavuutta ja vakavuuslaskentaan on olemassa tuoreita ohjejulkaisuja. Pilarien käyttäytymistä poikkeuksellisen raskaiden kuormitusten alaisena ei kuitenkaan ole tutkittu, joten tapauskohtaisesti tulee tarkastella, kuinka suuria jännityksiä pilareissa kuljetuksen aikana voi esiintyä ja kestävätkö ne kyseisen kuljetuksen aiheuttamat rasitukset. Jatkossa tästä aiheesta olisi syytä tehdä perusteellisia laskennallisia tarkasteluja. Tarkasteluissa olisi selvitettävä, että ylittyykö erikoiskuljetuksissa yksittäisten tai suuremmalla alueella useampien pilarien murtokestävyys. Tästä olisi tehtävä johtopäätökset aiheutuuko pohjarakenteisiin plastisia muodonmuutoksia ja vaurioita tierakenteelle tai vaarantuuko kuljetus. Stabilointipilarien kohdalla suurimmat riskit ovat koh-teissa, joissa pengerkorkeus on alhainen

## 7.2 Kuljetuksen aikaiset pohjanvahvistukset

Tässä luvussa käsitellään pohjanvahvistusmenetelmiä, joita voidaan käyttää ja usein käytetään kuljetuksen aikaisen vakavuuden tai tierakenteen kestävyuden parantamiseen joko väliaikaisesti tai pysyvästi penkereen vahvistuksena.

### 7.2.1 Massanvaihto

Massanvaihto on käyttökelpoinen pohjanvahvistusmenetelmä kokoonpuristuvalla tai heikosti kantavalla pohjamaalla, kun kovan pohja ei ole liian syvällä. Massanvaihtoja voidaan tehdä paljon syvempiinkin pehmeiköihin, mutta suositeltava maksimisyvyys on 5 m. Menetelmä soveltuu matalille pehmeiköille, joissa kova pohja on välittömästi turpeen tai saven alla. Tämä toimenpide tulee kyseeseen erikoiskuljetusten yhteydessä lähinnä erikseen erikoiskuljetuksia varten rakennettavilla teillä, esimerkiksi muuntajakuljetuksissa maantieltä muuntoasemalle. Massanvaihdon tekeminen käytössä olevalle maantielle sen sijaan ei useinkaan tule kyseeseen, vaan tällöin muut menetelmät ovat usein taloudellisesti kannattavampia.

Massanvaihto voidaan toteuttaa kaivamalla tai pengertämällä. Massanvaihdossa kaivamalla pehmeät maakerrokset poistetaan joko kovaan pohjaan tai määräsyvyyteen kaivamalla. Erikseen raskaita kuljetuksia varten tehtävät massanvaihdot kannattaa tehdä ja tehdäänkin vakavuuden varmistamiseksi kovaan pohjaan saakka. Pengertämällä tehtävät massanvaihdot tehdään yleensä päätypenkereenä luonnollisen maanpinnan tasoon. Menetelmä rajoittuu etupäässä melko mataliin pehmeiköihin, ja se voi aiheuttaa muodonmuutoksia ympäröivässä maaperässä, joten se ei sovellu vaurioituvien rakenteiden läheisyydessä tehtäväksi.

Täydellinen massanvaihto kaivamalla on perustamismenetelmänä varma, joskin voi olla tietyillä alueilla myös kallis ja luonnonmateriaaleja kuluttava ratkaisu. Käytännössä katsoen se on edullista toteuttaa siellä, missä pehmeikkö on matala ja lähistöllä on saatavilla luonnon soraa tai vastaavaa materiaalia. Mitä tiheämmin asutuilla alueilla ollaan, sitä pienemmiksi hyödynnettävät luonnon maa-ainesvarat käyvät ja kuljetusmatkat pidentyvät, jolloin menetelmä kallistuu. Rakennetussa ympäristössä massanvaihto voi aiheuttaa myös ongelmia paaluperusteisille rakennuksille. Massanvaihto aiheuttaa vaakasuuntaista maanpainetta, joka voi kohdistaa paaluperustuksiin haitallista sivukuormitusta.

Massanvaihto soveltuu hyvin uusien, poikkeuksellisen painavia kuljetuksia varten rakennettavien, teiden perustamiseen matalilla pehmeiköillä. Uusien teiden rakentaminen erikoiskuljetuksia varten tulee kysymykseen lähinnä, kun kuljetuksen alku- tai loppupäässä kohteesta yleisille teille ei ole tietä, tai olemassa oleva on riittämätön. Täydellinen massanvaihto takaa hyvän vakavuuden ja voi tietyissä tapauksissa olla suhteellisen edullinen ratkaisu. Erityisesti menetelmä on käyttökelpoinen rakennetun ympäristön ulkopuolella, mikäli luonnon kiviainesta on saatavissa kohtuullisen läheltä.

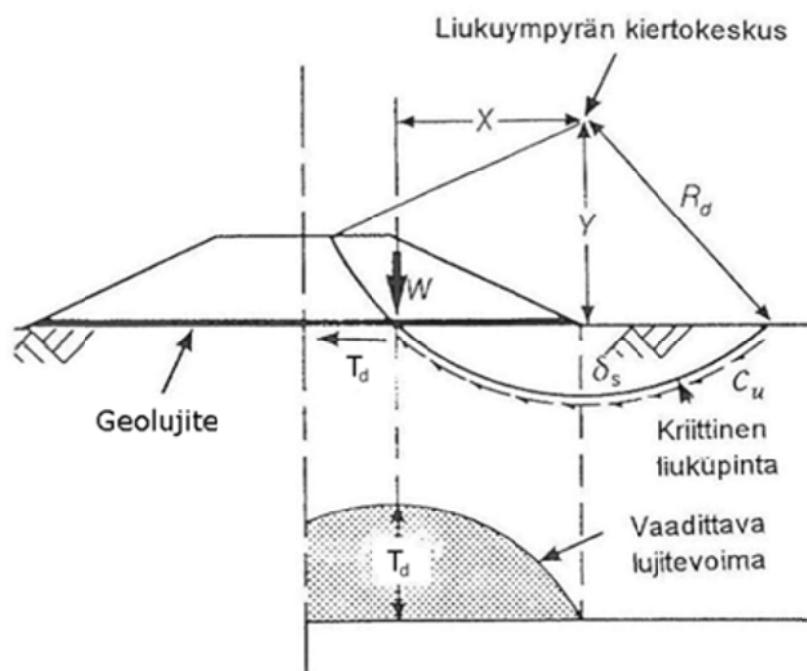
### 7.2.2 Teräsverkko ja geolujitteet

Teräsverkkoja on Suomessa käytetty tierakenteissa vahvisteena 1970-luvun lopulta lähtien. Käyttötarkoitus on ollut pääosin routahalkeamien korjaaminen (Tiehallinto, 2009b). Poikkeuksellisen painavien tiekuljetusten yhteydessä niin teräsverkkojen kuin geolujitteiden käyttötarkoitus on sen sijaan parantaa vakavuutta. Teräsverkko tai geolujite asennetaan tiepenkereeseen vaakasuunnassa, jolloin se ottaa vastaan vaakasuuntaisia voimia, jotka taas toimivat kaatavia voimia vastustavina voimina. Lisäksi geolujitteilla voidaan saavuttaa parempi kantavuus esimerkiksi työmaatielle tai vähentää tyypin 2 urautumista. Geolujitteita voidaan asentaa useampaan kuin yhteen kerrokseen.

Teräsverkon ja geolujitteiden toimintatavassa on tietty ero, joka liittyy muodonmuutosten suuruuteen. Teräsverkon ja geolujitteen toiminta perustuu siihen, että niihin vaikuttavien voimien tulee voida siirtyä maahan ja päinvastoin. Voimien siirtyminen perustuu maan ja teräsverkon tai geolujitteen väliseen tartuntavoimaan, joka vaatii ympäröivältä maalta riittävän kitkakulman. Teräsverkko ottaa voimia vastaan jo hyvin vähäisellä muodonmuutostasolla, kun taas geolujite vaatii maan ja lujitteen välisen siirtymän, jonka suuruus riippuu käytettävän lujitteen jäykkyydestä ja lujitteen rakenteesta. (Liikennevirasto, 2012a)

Raskaiden erikoiskuljetusten tapauksessa voidaan karkeasti sanoa, että teräsverkko soveltuu useimmiten käytettäväksi kestopäällysteisten teiden tapauksessa ja geolujite sen sijaan sorapintaisten teiden tapauksessa. Sorapintaisten teillä teräsverkkojen tapauksessa on riski, että verkko tulee esim. routimisen, kelirikon tai kunnossapidon vuoksi esiin ja aiheuttaa välittömiä vaurioita ajoneuvoille tai haittaa kunnossapitotöitä. Näin ollen teräsverkkoja ei yleensä hyväksytä käytettäväksi teillä, joilla ei ole kestopäällystettä. Sorapintaisten teillä geolujitteiden ongelmaksi ei myöskään muodostu lujuuden mobilisoitumiseen vaadittavat pienet muodonmuutokset, sillä tien kulutuskerroksen taseus ja parantaminen on suhteellisen vaivatonta. Kestopäällysteisillä teillä geolujitteilla vahvisteluille penkereille ominaiset suhteellisen pienetkin muodonmuutokset ovat ongelmallisempia ja toisaalta riski teräsverkon esiintuloon on huomattavasti vähäisempi, mikä puoltaa teräsverkon käyttöä näissä kohteissa.

Stabiliteettilaskennassa tässä työssä käytetyllä Novapoint GeoCalc -ohjelmalla teräsverkkojen tai geolujitteiden mitoitus on suhteellisen yksinkertaista. Laskennassa käytetään normaaleja lamellimenetelmiä ja lujite mallinnetaan ohjelmaan kuvan 7.4. mukaisesti käyttäen "Reinforcement" -välilehdellä lisättävää vahvistetta. Lujitevaikutus voidaan määrittää kolmella eri tavalla: structural capacity, pullout capacity ja bond capacity. Ensimmäisessä määritetään lujitteen vetolujuus metriä kohti, toisessa ohjelma laskee lähtötietojen perusteella lujitteen ulosvetokapasiteetin ja kolmannessa voidaan hyödyntää kenttäkokeilla todettua lujitteen tartuntalujuutta. Useimmiten erikoiskuljetusta varten lisättävä teräsverkko tai lujite asennetaan tierakenteen pintaosiin, noin 0,2...0,4 m syvyyteen.



Kuva 7.4. Geolujite vakavuuden parantamisessa. (Liikennevirasto, 2012a)

Taulukossa 7.1. on esitetty kahden esimerkkitapauksen osalta laskentatuloksia lujitteen käytöstä ja vertailtu niitä lähtötilanteeseen. Lujitetta käytettäessä laskentamenetelmäksi on valittava sellainen, joka toteuttaa voimatasapainon. Näitä GeoCalc-ohjelmassa ovat Janbu Simplified, Morgenstern-Price ja GLE. Näissä laskelmissa on käytetty Morgenstern-Price -menetelmää, sillä sitä on käytetty tässä työssä muutoinkin. Lujitteen lujuutena on käytetty 40 kN/m, joka on esimerkki tyypillisen yleisesti saatavissa olevan geolujitetuotteen lujuudesta. Esimerkilaskelmissa lujitteen asennussyvyys on 0,3 m, lujitteen leveys sama kuin tien pinnan leveys eli 8 m ja on oletettu, että lujite ankkuroituu asianmukaisesti.

Taulukko 7.1. Laskentatulokset kahdesta esimerkkitapauksesta ilman lujitetta ja 40 kN/m vetokapasiteetin lujitteella.

Laskenta-tilanne	Maaston muoto	Penger-korkeus [m]	Pohjamaa-tyyppi	Lujite	Kuorma [kN/m <sup>2</sup> ]			
					0	10	32	48
A	Tasainen	1,5	$S_u = 10$ kPa	Ei	2,57	1,98	1,29	1,03
				40 kN/m	2,86	2,12	1,48	1,11
B	Tasainen	2,5	$S_u = 15$ kPa	Ei	1,90	1,65	1,26	1,08
				40 kN/m	2,06	1,75	1,32	1,12

Edellä olevan taulukon 7.1. tuloksista havaitaan, että esimerkkitapauksissa lujite odotetusti lisää varmuutta. Varmuus paranee selkeästi enemmän matalammalla penger-korkeudella, mikä johtuu siitä, että matalammalla penkereellä kaatavien voimien summa on alhaisempi penkereen pienemmästä massasta johtuen. Tällöin lujitteen vetokapasiteetti on kaataviin voimiin nähden suhteessa suurempi. Tapauksessa A liukupinnan muoto muuttui ilman kuormaa ja 32 kN/m<sup>2</sup> kuormalla sekä tapauksessa B ilman kuormaa ja normaalilla liikennekuormalla 10 kN/m<sup>2</sup>. Ilman kuormaa ja normaallilla liikennekuormalla liukupinta hakeutui siten, että se ei kulkenut enää lujitteen läpi. Tilanteessa A kuormalla 32 kN/m<sup>2</sup> liukupinta muuttui hieman pidemmäksi ja se hakeutui ojan ohi tasaiselle maalle. Tästä syystä lujuus parani suhteessa enemmän kuin muiden laskentatulosten perusteella olisi muutoin voinut olettaa. Kyseessä voi olla myös laskentaohjelman numeerinen virhe. Tällaisiin tuloksiin on käytännön suunnittelussa syytä suhtautua kriittisesti ja varmistaa niiden oikeellisuus lisätarkasteluin.

Myös laskennassa käytettyä vahvempia geolujitteita on olemassa, joten lisää varmuutta haluttaessa laskentaohjelmaan voidaan syöttää suurempiakin vetokapasiteetin arvoja ja etsiä tarvittava lujuus. Lujitteen ankkuroitumisesta tulee aina varmistua, ja sitä todennäköisemmin se tuleeikin mitoittavaksi arvoksi, mitä suurempi vetokapasiteetti lujitteella on. Erityisesti ongelmalliseksi ankkurointi voi muodostua matalilla penkereillä, kun maakerrosten geolujitetta puristava jännitys jää alhaiseksi.

Yhteenvetona teräsverkoista ja geolujitteista erikoiskuljetusten yhteydessä käytettävänä stabiliteetinparannusmenetelmänä voidaan sanoa, että ne ovat hyvä ja käyttökelpoinen tapa parantaa vakavuutta sopivissa tilanteissa. Ne ovat kohtuullisen yksinkertaisia suunnitella ja asentaa ja niiden avulla voidaan saada parannettua stabiliteettia, kunhan se on lähtötilanteessa kohtuullinen. Lujittamattoman penkereen ominaisarvoilla lasketun kokonaisvarmuusluvun tulee olla vähintään  $F_s \geq 1,0 \dots 1,1$  ennen kuin geolujitteiden käyttö on mielekästä (Liikennevirasto, 2012a).

### 7.2.3 Teräslevyt

Teräslevyjä käytetään poikkeuksellisen painavien tiekuljetusten yhteydessä kuljetuksen aikana jakamaan renkaita tierakenteeseen tai pohjamaahan kohdistuvia kuormituksia suuremmalle alalle kriittisissä kohdissa. Näiden suurin hyöty saavutetaan silloin, kun akselimassat ja -välit ovat suuret, akselilla on vähän renkaita ja kuormituskilta suojattava kohde on alaltaan pieni.

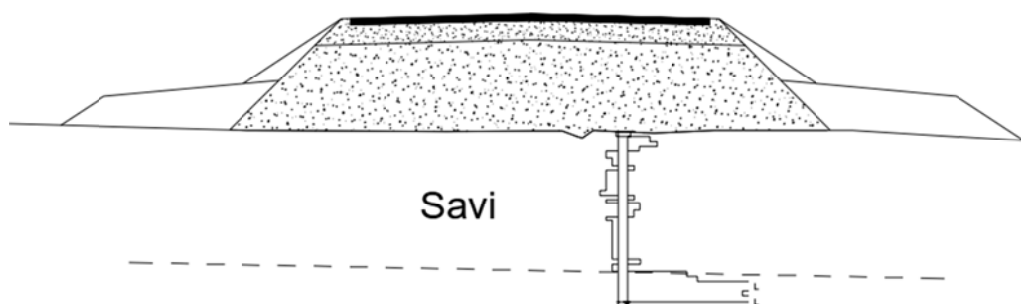
Kaikkein raskaimmissa erikoiskuljetuksissa moduulilaveteissa on suuret akselipainot, mutta toisaalta jokaisella akselilla on neljän sijasta kahdeksan rengasta. Akselivälit ovat näissä tyypillisesti 1,5 m. Tällaisella kalustolla kuormitus jakautuu tierakenteesseen ja pohjamaahan suhteellisen tasaisesti, eikä teräslevyistä saada suurinta mahdollista hyötyä. Sen sijaan kevyemmissä kuljetuksissa, joissa akselimassa on silti suuri, akselivälit suurempia ja akselilla vain neljä rengasta, nousevat tien pintaan kohdistuvat pistemäiset kuormitukset hyvin suuriksi ja ne voivat vaurioittaa maanalaisia rakenteita kuten putkijohtoja tai rumpuja. Tällaisten alaltaan pienten rakenteiden ja kohteiden suojaamiseksi teräslevyt ovat omiaan.

Teräslevyjen käyttöä ja suunnittelua varten ei ole olemassa ohjeistusta, vaan niiden asianmukainen käyttö on suunnittelijan asiantuntemuksen ja kokemuksen varassa. Teräslevyjen käytön ongelmana on se, että käytettävät levyt ovat niiden painon vuoksi suhteellisen ohuita. Ohuiden levyjen kohdalla haasteeksi muodostuu niiden taipuma, jonka vuoksi levyjen kyky jakaa kuormia on rajallinen. Jotta levyille saataisiin jäykkyyttä, sen tulisi olla paksu, mikä taas johtaa kohtuuttoman suuriin kappaleen painoihin, jolloin käsittely muuttuu maastossa usein mahdottomaksi tai siihen tarvittaisiin hyvin järeää kalustoa. Tällöin teräslevyjen käyttö ei ole enää taloudellisesti kannattavaa.

Teräslevyjen käyttö on raskaiden erikoiskuljetusten yhteydessä hyödyllistä suojattaessa pienialaisia kohteita, kuten maanalaisia putkijohtoja. Stabiliteetin kannalta teräslevyjen käytöllä ei saavuteta mainittavaa hyötyä. Suurin hyöty saavutetaan suurilla akselipainoilla ja -väleillä ja kun raskailla akseleilla on renkaita neljä tai vähemmän.

#### 7.2.4 Vastapenger

Vastapenger on itse tiepenkereen sivulle rakennettava penger, joka parantaa penkeen vakavuutta toimimalla vastapainona kaataville voimille. Menetelmä soveltuu käytettäväksi silloin, kun vakavuus on muutoinkin suhteellisen lähellä riittävää. Suuntaa antava arvo lähtötilanteen varmuudeksi uutta maanvaraista tiepengertä savipehmeiköille rakennettaessa on vähintään 1,2 (Tiehallinto, 2003). Erikoiskuljetuksen tapauksessa laskettaessa vastapenger voi olla toteuttamiskelpoinen, vaikka lähtötilanteessa varmuus olisi erikoiskuljetuskuormilla alhaisempikin, kunhan se on normaalilla liikennekuormalla ja työn aikaisessa tilanteessa riittävä. Kuvassa 7.5. on esitetty havainnollistava piirros tiepenkereestä, jonka molemmin puolin on vastapenkereet.



Kuva 7.5. Havainnekuva vastapenkereistä pehmeiköllä. (Tiehallinto, 2003)

Rakennuskustannuksiltaan vastapenger on suhteellisen edullinen menetelmä ja useimmiten huonolaatuisetkin massat kelpaavat vastapenkereeseen. Toisaalta vastapenkereen käyttöä voi rajoittaa sen suuri tilantarve, sivukalteva maasto tai joissain tapauksissa vastapenkereen painumat. Jos vastapenger esim. turpeikolla painuu huomattavasti, voi painuma vaikuttaa itse pääpenkereen vakavuuteen. Joissain erikoistapauksissa voi olla tarpeen poistaa turvetta vastapenkereen alta painumien rajoittamiseksi ja vastapenkereen painon lisäämiseksi. Vastapengertä käytettäessä on syytä selvittää pohjamaan maakerrokset ja niiden lujuusominaisuudet riittävän leveällä alueella. (Tiehallinto, 2003)

Vastapenkereitä voi esiintyä jo olemassa olevien teiden yhteydessä, mutta ne ovat myös hyvin käyttökelpoinen menetelmä vakavuuden parantamiseksi poikkeuksellisen painavien tiekuljetusten yhteydessä. Liukupintojen hakeutuessa usein sivuojaan jo pelkästään ojan täyttö ja salaojittaminen kuljetuksen ajaksi parantaa vakavuutta merkittävästi. Vastapenkereitä on käytetty jopa työnaikaisina rakenteina siten, että ne on purettu heti kuljetuksen jälkeen. Vastapenger täytyy usein rakentaa ulottumaan tiealueen ulkopuolelle, minkä vuoksi toimenpiteeseen tarvitaan maanomistajan lupa. Vastapenger kannattaa kuitenkin useimmiten mitoittaa niin, että se parantaa vakavuutta minimivaatimusta enemmän (Tiehallinto, 2003). Myös vastapenkereen vakavuus on tarkistettava laskelmin.



## 8 Yhteenveto

### 8.1 Yleistä

Poikkeuksellisen painavien tiekuljetusten yhteydessä tehtävien geoteknisten tarkastelujen tarkkuustaso ja sisältö on vailla virallista ohjeistusta ja tarkastelun taso on vaihtelevaa. Alan suuret toimijat ovat tuoneet ongelman esiin, ja tämän tutkimuksen tavoitteena on toimia taustaselvityksenä tulevalle ohjeistukselle. Tutkimuksessa on perehdytty kirjallisuusselvityksen muodossa tierakenteen kuormituskestävyyden teoriaan, tyypillisimpiin vaurioitusmekanismeihin ja kuormituskestävyys- sekä kantavuusmittausmenetelmiin. Lisäksi omat teorialuvut on tehty stabiliteettilaskennan teoriasta, raskaiden erikoiskuljetusten kalustosta ja kuormista sekä mitoituskäytännöistä Suomessa ja lyhyesti Ruotsissa ja Norjassa. Vakavuuteen vaikuttavia asioita ja niiden merkittävyyttä on tutkittu laskennallisoin tarkasteluoin pääasiassa rajatasapainomenetelmällä (lamellimenetelmällä) ja sen lisäksi myös elementtimenetelmällä. Elementtimenetelmällä on myös selvitetty tierakenteen kykyä jakaa raskaiden erikoiskuljetusten aiheuttamia kuormia pohjamaalle ja ilmiön mahdollista vaikutusta rajatasapainomenetelmällä tehtäviin vakavuuslaskelmiin.

Pohjamaan ominaisuuksien lisäksi tien rakennekerroksilla ja niiden ominaisuuksilla on merkitystä tierakenteen kuormituskestävyyteen sekä vakavuuteen. Päälysteessä näkyvät erilaiset vauriot kertovat rakenteen ongelmista, mutta kaikki päälysteessä näkyvät vauriot eivät kuinkaan johdu rakenteen huonosta kuormituskestävyydestä tai lujuudeltaan heikosta pohjamaasta. Pudotuspainolaitemittauksin ja levykuormituskokein voidaan mitata nopeasti ja edullisesti tien jäykkyysominaisuuksia, mutta niistä saatavien tulosten pohjalta ei voida kuitenkaan määrittää pohjamaan ominaisuuksia. Yhdistämällä näitä tuloksia muihin saatavilla oleviin tietoihin voidaan pehmeiköt paikantaa suurella varmuudella ja kohdentaa niihin tarvittaessa lisätutkimuksia. Maatutkaluotauksessa on menetelmänä potentiaalia, mutta toisaalta se vaatii tuekseen näytteitä, joiden perusteella tulokset voidaan kalibroida.

Erikoiskuljetuksia on rajoitettu dimensioiden lisäksi myös akselimassojen osalta. Kaikkia raskaita kuljetuksia ei voida suorittaa muutoin kuin kumipyörillä teitä pitkin. Tieverkolla liikkuu toisinaan siis hyvinkin raskaita kappaleita. Erikoiskuljetuslupia täytyy myöntää suurillekin akselimassoille, vaikka niihin sisältyy riskejä. Akselimasat voivat pahimmillaan olla jopa yli kaksinkertaisia yleiselle liikenteelle sallittuihin akselimassoihin nähden ja akseleiden lyhyen etäisyyden vuoksi pintakuorma voi olla jopa lähes viisinkertainen tavanomaiseen stabiliteettilaskennan mitoituskuormaan nähden. Erikoiskuljetuksissa pintakuorma nousee keskimäärin suhteellisen tasaisesti kokonaismassan suhteen, mutta toisaalta hajontaa on paljon ja suhteellisen kevyetkin kuljetukset voivat aiheuttaa hyvin suuren pintakuorman tien pintaan.

Tällä hetkellä Suomessa, Ruotsissa ja Norjassa teiden tavanomaisessa mitoituksessa ei huomioida erikoiskuljetuksia tierakenteen kuormituskestävyyden tai stabiliteetin osalta. Poikkeuksellisen painavien tiekuljetusten yhteydessä tierakenteen ja pohjamaan kantokyvyn tarkastelussa ollaan Suomessa näistä maista kaikkein tarkimpia, sillä meillä vaaditaan järjestelmällisesti yli 200 tn kuljetuksista maaperäselvitys. Norjassa ja Ruotsissa selvityksiä vaaditaan erikoiskuljetusten yhteydessä Suomen tapaan siltojen osalta, mutta pohjamaan ja tierakenteen osalta määrätään lähinnä katselmuksia tai Norjassa harkinnan mukaan myös laskelmia.

Laskentaosuuden tulosten perusteella penkereen stabiliteettiin vaikuttavista asioista löydetään useita selkeitä johdonmukaisuuksia. Pengerkorkeuden noustessa tai maaston muuttuessa sivukaltevaksi varmuus laskee suhteessa vertailtavaan penkereeseen suhteellisen tasaisesti koheesiomaan lujuudesta riippumatta, kun pohjamaan ominaisuudet pysyvät vakiona. Pengerkorkeuden vaihtelun lisäksi myös vaihtelu pohjamaan lujuudessa vaikuttaa varmuuteen merkittävästi. Näin ollen pohjatutkimusten teko ja pengergeometrian määrittäminen kriittisistä paikoista on tärkeää.

Kuormien suhteen vakavuuden muutosta tarkasteltaessa eri tilanteissa tärkeimmät todetut asiat ovat seuraavat: Verrattuna normaalin tieliikenteen mitoituskuormaan erikoiskuljetuskuormilla vakavuudet ovat valtaosassa tarkasteluja merkittävästi alhaisempia. Suhteellisesti eniten kuorman lisääminen vaikuttaa varmuuteen matalilla pengerkorkeuksilla, jolloin alkutilanteen varmuus voi olla hyvin suuri. Korkeilla penkereillä suhteellinen muutos ei sen sijaan ole niin suuri, mutta näissä lähtötilanteen varmuus on alhaisempi, kuten myös lopputilanteen varmuus.

Työn päätavoite, eli taustatiedon luominen poikkeuksellisen painavien tiekuljetusten geoteknisten tarkastelujen ohjeelle, saavutettiin hyvin. Tätä tukevien syventävien alatavoitteiden saavuttaminen onnistui pääasiassa aihealueiden laajuuteen nähden hyvin. Aihealueen laajuudesta johtuen on jatkotutkimusehdotuksia kuitenkin syytä esittää. Näistä kerrotaan tarkemmin luvussa 8.3. Ruotsin ja Norjan käytäntöjen selvittäminen jäi alatavoitteista heikoiten onnistuneeksi. Tiedon saanti Trafikverketin ja Statens Vegvesenin yhteyshenkilöiltä osoittautui odotettua vaikeammaksi, sillä heiltäkään ei löytynyt virallista ohjeistusta aiheesta. Tämäkin voidaan kuitenkin nähdä tärkeänä löydöksenä.

Laskentatuloksia voidaan pitää luotettavina ja onnistuneina, eikä itse laskennan parametreihin liity epävarmuustekijöitä tai virhelähteitä, sillä laskennassa käytettiin maasto- tai laboratoriotutkimusten tulosten sijaan sopivasti valikoituja arvoja. Sen sijaan laskentatulosten yleistäminen tai suora hyödyntäminen on mahdotonta, sillä kaikki laskennan muuttujat vaihtuvat todellisessa tieympäristössä jatkuvasti. Laskennan tarkoituksena olikin löytää tarkasteltavien muuttujien suuruusluokkia ja yleisiä suuntaviivoja ja siinä onnistuttiin toivotusti.

## 8.2 Suositus tehtävistä tarkasteluista ja menetelmistä

Poikkeuksellisen painavien tiekuljetusten geoteknisten tarkastelujen prosessiin suositeltava hyvä tapa koostuu kolmesta eri vaiheesta. Ennen näihin vaiheisiin siirtymistä on tarkistettava kuljetuksen aiheuttamat rasitukset ja päätettävä niiden perusteella, vaaditaanko kyseiselle kuljetukselle tehtäväksi selvitys pohjamaan ja tierakenteen kantokyvystä. Nykyisellään se vaaditaan tehtäväksi kaikille yli 200 tn kuljetuksille, mutta tämän tutkimuksen tulosten perusteella suosittelisin sitä tehtäväksi kaikille kuljetuksille, joilla jokin seuraavista ehdoista täyttyy: kokonaismassa yli 250 tn, tai kokonaismassan ollessa 170...250 tn kuorman aiheuttama merkitsevä pintapaine yli 30 kN/m<sup>2</sup> tai yli 2,5 kN/m<sup>2</sup> enemmän, kuin kyseisellä kokonaismassalla on keskimäärin ollut toteutuneiden lupien perusteella (ks. kuva 4.4). Ehdotukseni mukaan alle 170 tn kuljetukset voitaisiin jatkossakin jättää selvitysten ulkopuolelle. Perustelut ja taustaa tälle suositukselle on esitetty luvussa 4.3.

Kuljetuksen haasteet ja riskit kohdistuvat erityyppisillä väylillä hieman eri asioihin. Karkeasti voidaan sanoa, että ylemmällä tieverkolla on useimmiten laadukas ja kantava päällysrakenne, joka ei muodostu ongelmaksi erikoiskuljetusten kannalta. Tällaisilla väylillä huomio tulee kiinnittää stabiliteetin kannalta haasteellisiin kohtiin, pohjanvahvistusrakenteisiin ja siltojen tulopenkereisiin. Alemmalla tieverkolla sen sijaan ongelmia voi ilmetä näiden lisäksi myös tien päällysrakenteen suhteen. Todennäköisesti erityisesti vanhojen teiden osalta suunnittelussa on ollut vähemmän geoteknisiä tarkasteluja, minkä vuoksi stabiliteetin kannalta riskikohteita voi olla enemmän ja myös vähemmän vaarallisilta vaikuttavissa paikoissa.

Geoteknisen prosessin ensimmäisessä vaiheessa selvitetään reitin, akselipainojen, dimensioiden ja muiden kuljetuksen tietojen perusteella sekä olemassa olevan aineiston avulla kriittiset alueet ja toisaalta alueet, jotka voidaan jättää pois tarkasteluista. Olemassa oleva aineisto koostuu tällä hetkellä maastokartasta, maaperäkartasta, tie-rekisteristä ja verkossa olevasta tieverkon kuva-aineistosta. Erityinen mielenkiinto kannattaa kohdistaa pehmeiköille, sivukalteviin maastonkohtiin ja jokien, ojien ja muiden vesistöjen lähialueille.

Toisessa vaiheessa suositeltavaa on tehdä tutkimuksia kohdentaen ne laajemmalle alueelle. Tähän soveltuvia menetelmiä ovat pudotuspainolaite, levykuormituskoe ja maatutkaluotaus. Näillä voidaan mitata nopeasti ja edullisesti tien jäykkyysominaisuuksia, mutta niiden pohjalta ei voida määrittää pohjamaan ominaisuuksia laskentaan vaadittavalla tarkkuudella. Yhdistämällä näitä tuloksia edellisen vaiheen tietoihin voidaan pehmeiköt paikantaa suurella varmuudella ja kohdentaa niihin tarvittaessa lisätutkimuksia. Päällysrakenteen kantavuustarkasteluihin nämä tutkimukset tuovat luonnollisesti arvokasta tietoa. Tässä yhteydessä voi harkita myös laserkeilauksen teettämistä pengergeometrian selvittämiseksi. Sijainnista riippuen Maanmittauslaitoksella voi olla jo olemassa olevaa, suhteellisen tarkkaa geometriatietoa, joka kannattaa selvittää ennen mittauksen teettämistä. Pengergeometria vaikuttaa hyvin voimakkaasti vakavuuteen ja geometrian selvittäminen mahdollistaa olemassa olevien kairausten hyödyntämisen, mikäli sellaisia on saatavilla. Toisessa vaiheessa on siis syytä inventoida ja analysoida olemassa olevat tutkimukset.

Jos kahden ensimmäisen vaiheen perusteella löydetään stabiliteetiltaan epäilyttäviä kohteita, joiden riittävästä vakavuudesta ei pystytä varmistumaan, on siirryttävä kolmannen vaiheeseen. Kolmannessa vaiheessa tehdään pehmeiköille kohdennettuja pohjatutkimuksia ja maastomallimittaus, joista saadaan tarkat tiedot pohjamaan ominaisuuksista ja pengergeometriasta sekä maanpinnan muodoista. Tutkimustietojen perusteella tehdään stabiliteetilaskelmat ja päätelmät vahvistustarpeista ja kuljetuksen ehdoista.

Laskenta- ja analysointivaiheessa on syytä kiinnittää erityishuomiota muutamiin asioihin. Laskennan suurimmat vaarat sisältyvät vaarallisimpien liukupintojen valintaan ja tehokkailla lujuusparametreilla huokosylipaineen muodostumiseen. Jos on syytä epäillä, että vaarallisin liukupinta ei ole välttämättä ympyrän muotoinen, on laskenta tehtävä myös vapailla liukupinnoilla. Lisäksi huokosylipaineen muodostuminen ja siitä aiheutuva lujuuden aleneminen tulee ottaa huomioon, mikäli ei voida olla varmoja siitä, ettei merkittävää huokosylipainetta muodostu.

Toisaalta laskennassa on muutamia tekijöitä, jotka huomioimalla tuloksiin voi saada lisää varmuutta. Nämä tekijät on syytä ottaa huomioon ja arvioida laskennan tuloksia ennen kuin päätetään tehdä vahvistuksia. Muutokset ajolinjaan, päätyvastuksen huomioiminen, laskentaparametrien määrittäminen tarkasti ja epärealististen liukupintojen poissulkeminen voivat auttaa välttämään varmuuden aliarviointia ja sitä kautta turhia vahvistustoimenpiteitä. Laskelmat on suositeltavaa tehdä kokonaisvarmuusmenetelmällä, sillä eurokoodin mukaisessa osavarmuusmenettelyssä on omat ongelmansa, jotka korostuvat erikoiskuljetusten yhteydessä. Näitä asioita on käsitelty tarkemmin luvussa 6.2.6. Osavarmuusmenetelmää käytettäessä on vähintäänkin syytä pohtia kuormalle käytettävää osavarmuuslukua erikoiskuljetusten tapauksessa.

Huolellisten laskentatarkastelujen ja analyysien jälkeen suunnitellaan mahdolliset vahvistustoimenpiteet ja laaditaan tarvittavat ohjeistukset kuljetuksen suorittamiselle. Vahvistustoimenpiteitä voivat olla luvussa 7.2 käsitellyt toimenpiteet tai suunnittelijan harkinnan mukaan muut menetelmät, joilla stabiliteetti saadaan riittävälle tasolle. Tierakenteen ollessa heikkolaatuinen voidaan sen parantamiseksi suunnitella ja määrätä toimenpiteitä tehtäväksi joko ennen kuljetusta tai sen jälkeen. Myös maanlaiset rakenteet tulee huomioida suunnittelussa.

## 8.3 Suositukset jatkotutkimuksista

Tässä diplomityössä on keskitytty vakavuuteen ja pohjamaan kantokykyyn. Tierakenteen kantokyky on kokonaan erillinen aihealueensa ja sen osalta olisi suositeltavaa tehdä jatkotutkimuksia. Tierakenneasiantuntijat epäilevät jo uuden ajoneuvoasetuksen mukaisten yli 60 tn yhdistelmien aiheuttavan peruuttamatonta vahinkoa tieverkolle. Erityisesti samalla reitillä toistuvien erikoiskuljetusten vaikutusta tulisi arvioida ja tutkia perusteellisesti. Myös suuruusluokaltaan 120...200 tn kuljetusten aiheuttamia rasituksia tierakenteen kannalta olisi hyvä tutkia. Tässä suuruusluokassa kuljetuksia toteutuu vuosittain valtava määrä ja toisinaan akselipainot ja pintakuormat voivat muutamien raskaasti kuormitettujen akselien alueella olla hyvinkin suuret. Ne eivät pienehkölle alueelle kohdistuessaan välttämättä aiheuta välitöntä riskiä vakavuudelle, mutta voivat olla tien päällysrakenteelle kohtalokkaita. Tierakenteen osalta tulisikin pystyä määrittämään joko minimivaatimus tierakenteen kantavuudelle suhteessa akselimassaan tai esimerkiksi suurin sallittu taipuma yksittäisen kuormituksen aikana.

Raskaiden erikoiskuljetusten kuormitustilanne poikkeaa merkittävästi tavanomaisesta stabiliteettilaskennan otaksumasta. Tavallisesti mitoittava tilanne koheesiomailla on staattinen, useita minuutteja tai tunteja kestävä kuormitus, jonka aikana huokosvedenpaine pääsee kehittymään. Kun erikoiskuljetusten yhteydessä määritetään vaarallisten pehmeikköjen sijainti ja vältetään pysähtymistä niiden alueella, voidaan ajatella, että edellä kuvattu staattinen kuormitustilanne ei ole järkevä todennäköinen. Tämän vuoksi tavanomainen vaatimus kokonaisvarmuudellekin voi sisältää ylimääraistä varmuutta. Toinen erikoiskuljetusten vakavuuteen vaikuttava erityislaatuinen tekijä on se, että kuorma tunnetaan hyvin ja voidaan olla varmoja, ettei se ylitä. Lyhyen kuormitusajan ja tarkasti tunnetun kuorman vaikutusta laskennalliseen varmuuteen tulisi tutkia siitä näkökulmasta, että voisiko erikoiskuljetuksille määrittää alhaisemman ehdottoman alarajan kokonaisvarmuudelle. Samalla tulisi pyrkiä määrittämään raja-arvot, joiden alittuessa olisi tehtävä tarkempia tutkimuksia tai seurantamittauksia kohteessa. Kuormitusajan vaikutusta tutkittaessa tulisi myös tehdä tarkasteluja sopivan huokosvedenpaineparametrin  $r_{uq:n}$  arvon määrittämiseksi.

Luvussa 7 käsiteltiin lyhyesti muutamia tieverkolla olemassa olevia, yleisiä pohjanvahvistusrakenteita ja erikoiskuljetusten yhteydessä käytettäviä vahvistusmenetelmiä. Näitä voitiin tämän työn laajuudessa käsitellä kuitenkin hyvin suppeasti. Erityisesti vanhojen paalutettujen rakenteiden ja syvästabilointien käyttäytymistä luonteeltaan nopeassa, mutta erityisen raskaassa kuormituksessa tulisi tutkia tarkemmin. Paalulaatoilla mahdolliset haasteet ja ylikuormituksen riski kohdistuvat paikkoihin, joissa pengerkorkeus on matala. Paalulaattoihin kohdistuvia kuormia tulisi tutkia tarkemmin laskennallisin tarkasteluin. Pilaristabiloinnin kannalta tärkeää olisi tietää pystyykö maa ottamaan vastaan hetkellisiä kuormituksia siten, etteivät pilarit vaurioituisi niihin kohdistuvasta rasituksesta. Tämän selvittämiseksi tulisi tehdä laskennallisia tarkasteluja ylittykö raskaiden erikoiskuljetusten aikana yksittäisen tai suuremmalla alueella useamman pilarin murtokestävyys. Lisäksi tulisi arvioida vaarantuuko kuljetus tai altistuuko pohjarakenne plastisille muodonmuutoksille ja vaurioille. Kuten paalulaatoilla, matalilla pengerkorkeuksilla ylikuormituksen riski on suurimmillaan.

Liikennevirastolta saatujen tietojen mukaan Suomessa ollaan aikeissa tehdä lähitulevaisuudessa koko tieverkon kattavia systemaattisia kartoituksia. Tämän diplomityön perusteella suositellaan, että kyseisten tutkimusten yhteydessä laserkeilataan koko tieverkko ojineen, ja jos mahdollista, niin myös maanpinta ojan takaa. Tämä auttaisi merkittävästi potentiaalisten ongelmakohteiden löytämistä ja vanhojen pohjatutkimusten hyödyntämistä. Laskelmien perusteella pengergeometrian ja maaston muotojen vaikutus todettiin erittäin merkittäväksi tekijäksi stabiliteetin kannalta.

## Lähteet

Asetus ajoneuvojen käytöstä tiellä annetun asetuksen muuttamisesta. (1997). 11.7.1997. [Viitattu 5.2.2016]. Saatavissa: <http://www.finlex.fi/fi/laki/alkup/1997/19970671>

Bengtsson, J. ym. (2016). Trafikverket. Henkilökohtaiset sähköpostiviestit.

Cheng, Y. M. (2005). Slope 2000 Theory Manual. Hong Kong: Hong Kong Polytechnic University. 47 s.

Craig, R. F. (2001). Soil mechanics. 6. toim. London: Spon Press. 485 s.

Ehrola, E. (1996). Liikenneväylien rakennesuunnittelun perusteet. Helsinki: Rakennustieto Oy. 365 s.

Espar, J. (2016). Ramböll Sverige AB. Henkilökohtainen sähköpostiviesti.

Helenelund, K. V. (1967). Maarakennusmekaniikka 137. Espoo: Otakustantamo. 278 s.

Huang, Y. H. (1983). Stability Analysis of Earth Slopes. New York: Van Nostrand Reinhold Company Inc. 305 s.

Jämsä, H. (1985). Pohjamaan kantavuus tierakenteen alla. Espoo: Valtion teknillinen tutkimuskeskus. 33 s.

Kolisoja, P. (2012). Mode 2 rutting design approach, s.l.: The ROADEx Implementing Accessibility Project. 49 s.

Korkiala-Tanttu, L. (2009). Calculation method for permanent deformations of unbound pavement materials. Espoo: VTT. 92 s.

Kujala, J. (2005). Paalulaattarakenteiden suunnittelu, diplomityö. Tampere: Tampereen teknillinen yliopisto. 142 s.

Liikennevirasto, (2010). Syvästabiloinnin suunnittelu. Helsinki: Liikennevirasto. 57 s.

Liikennevirasto, (2011). Eurokoodin soveltamisohje, Siltojen kuormat ja suunnittelu-perusteet - NCCI 1. Helsinki: Liikennevirasto. 97 s.

Liikennevirasto, (2012a). Geolujitetut maarakenteet. Helsinki: Liikennevirasto. 159 s.

Liikennevirasto, (2012b). Tien geotekninen suunnittelu. Helsinki: Liikennevirasto. 40s.

Liikennevirasto, (2013). Eurokoodin soveltamisohje, Geotekninen suunnittelu – NCCI7. Helsinki: Liikennevirasto. 73 s

Liikennevirasto, (2014). Paalulaattojen ja paaluhatturakenteiden suunnittelu. Helsinki: Liikennevirasto. 52 s.

LVMa, 13.12.2012/786. (2012). Liikenne- ja viestintäministeriön asetus erikoiskuljetuksista ja erikoiskuljetusajoneuvoista.

Länsivaara, T., Lehtonen, V. & Mansikkamäki, J. (2011). Failure induced pore pressure, experimental results and analysis. Toronto, Ontario, Kanada, Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Canadian Geotechnical Society. 8 s.

Mansikkamäki, J. (2015). Effective Stress Finite Element Stability Analysis of an Old Railway Embankment on Soft Clay. Tampere: Tampere University of Technology. 151s.

Mansikkamäki, J. (2016). Ramboll Finland Oy. Henkilökohtaiset sähköpostiviestit.

Mara, J. (2000). Puupaaluilla perustettujen tierakenteiden vauriot ja korjausmenetelmät, diplomityö. Tampere: Tampereen teknillinen yliopisto. 110 s.

Nostokonepalvelu, (2016). Saadut materiaalit ja kuvat.

Oset, F. (2016). Statens vegvesen. Henkilökohtaiset sähköpostiviestit.

Oversize baltic, (2011). Guidebook Sweden. Oversize baltic. [Viitattu 23.6.2016]. Saatavissa:  
<http://www.transportoversize.eu/files/Main/strategy/Oversize%20Transport%20Guidebook%20-%20Sweden.pdf>

Pihlajamäki, J. (2001). TPPT-menetelmäkuvaus - Liikennesuorituksen laskeminen. Espoo: VTT Rakennus- ja Yhdyskuntatekniikka. Saatavissa:  
<http://alk.tiehallinto.fi/tppt/pdf/3-liikennesuoritus.pdf>

Pikkuharju, M. (2016). Kuljetusliike Matti Janhunen Oy. Henkilökohtaiset keskustelut.

Pirkanmaan ELY-keskus, (2016). Lupapalvelut. Tampere.

RHK, (2005). Radan stabiiliteetin laskenta, olemassa olevat penkereet. Helsinki: Ratahallintokeskus RHK. 27 s.

RHK, (2008). Ratatekniset ohjeet RATO. Helsinki: Ratahallintokeskus RHK. 38 s.

RIL, (1990). RIL 157-2 Geomekaniikka II. 1990. toim. Helsinki: Suomen rakennusinsinöörien liitto. 424 s.

RIL, (2004). RIL 121-2004 Pohjarakennusohjeet. 2. painos toim. Helsinki: Suomen rakennusinsinöörien liitto RIL. 433 s.

Roadex E-Learning, (2016). Roadex network. [Viitattu 6.4.2016]. Saatavissa:  
<http://www.roadex.org/e-learning/>

Statens vegvesen, (2014a). Håndbok N100 - Veg og gateutforming. Oslo: Statens vegvesen. 174 s.

Statens vegvesen, (2014b). Håndbok N200 - Vegbygging. Oslo: Statens vegvesen. 524 s.

Statens vegvesen, (2014c). Håndbok V220 - Geoteknikk i vegbygging. Oslo: Statens vegvesen. 622 s.

Tiehallinto, (2002a). Tien vauriokartoitus ja vaurioiden kuvaus, menetelmäkuvaus TPPT 15. Helsinki: Tiehallinto. 19 s.

Tiehallinto, (2002b). Tierakenteen vaurioituminen ja tiestön kunto. Helsinki: Tiehallinto. 72 s.

Tiehallinto, (2003). Tien perustamistavan valinta. Helsinki: Tiehallinto. 51 s.

Tiehallinto, (2004a). Rakenteen parantamissuunnittelua edeltävät maatulkatutkimukset ja tulosten esitystapa – menetelmäkuvaus. Helsinki: Tiehallinto. 41 s.

Tiehallinto, (2004b). Tierakenteen suunnittelu. Helsinki: Tiehallinto. 69 s.

Tiehallinto, (2005). Tietoa tiensuunnitteluun 71D. Helsinki: Tiehallinto.

Tiehallinto, (2009a). Päälysteiden paikkaus, toteuttamisvaiheen ohjaus. Helsinki: Tiehallinto. 51 s.

Tiehallinto, (2009b). Teräsverkkojen käyttö tierakenteissa. Helsinki: Tiehallinto. 78 s.

Trafikverket, (2011). TRVK Väg, Trafikverkets tekniska krav Vägkonstruktion. Borlänge: Trafikverket. 85 s.

Trafikverket, (2014). Trafikverkets tekniska krav för geokonstruktioner TK Geo 13. Borlänge: Trafikverket. 105 s.

TransportXXL, (2016). Rules and Regulations of Abnormal Transports in Europe. [Viitattu 1.7.2016]. Saatavissa: <http://www.transportxxl.eu/fi/documents/home/>

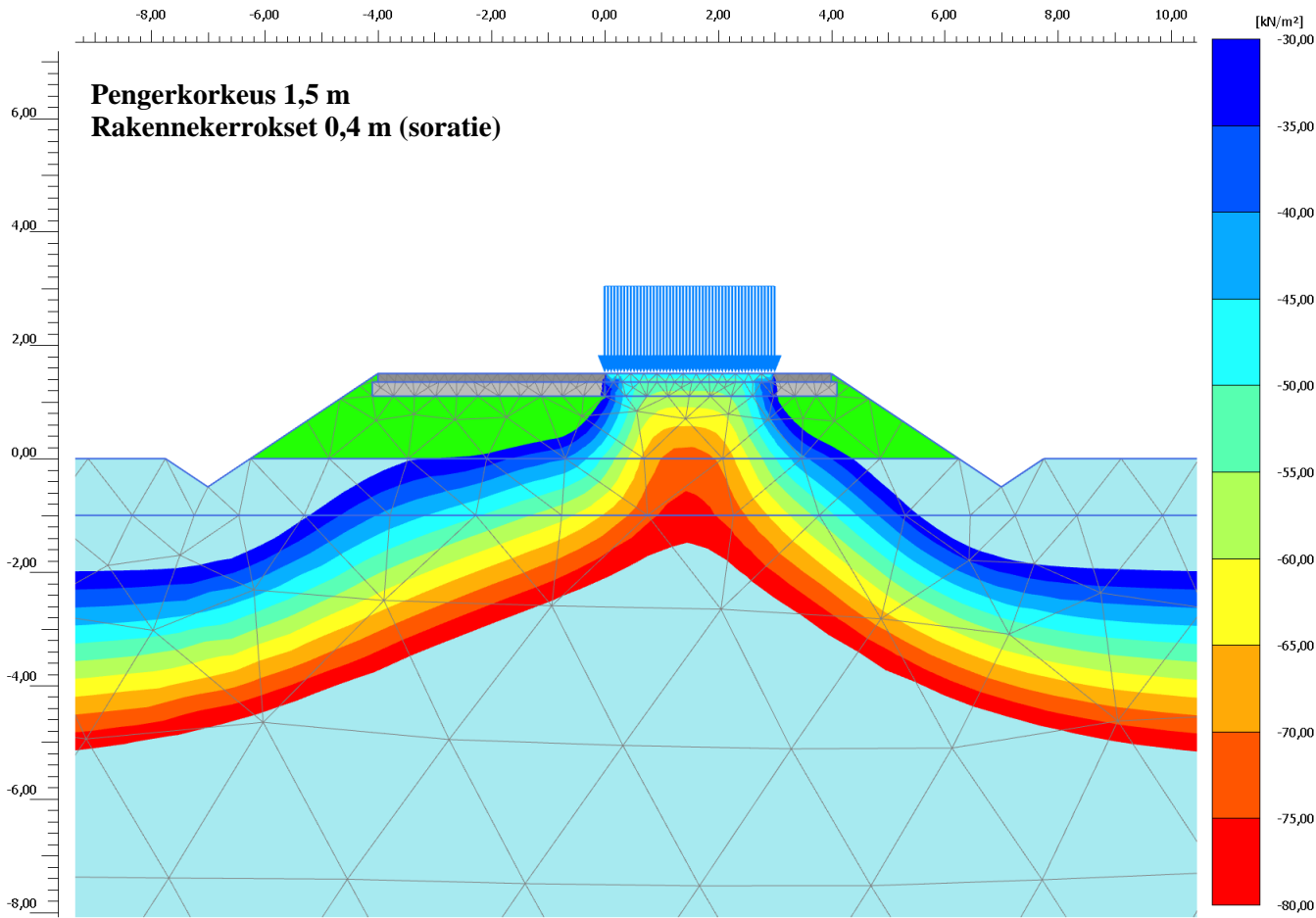
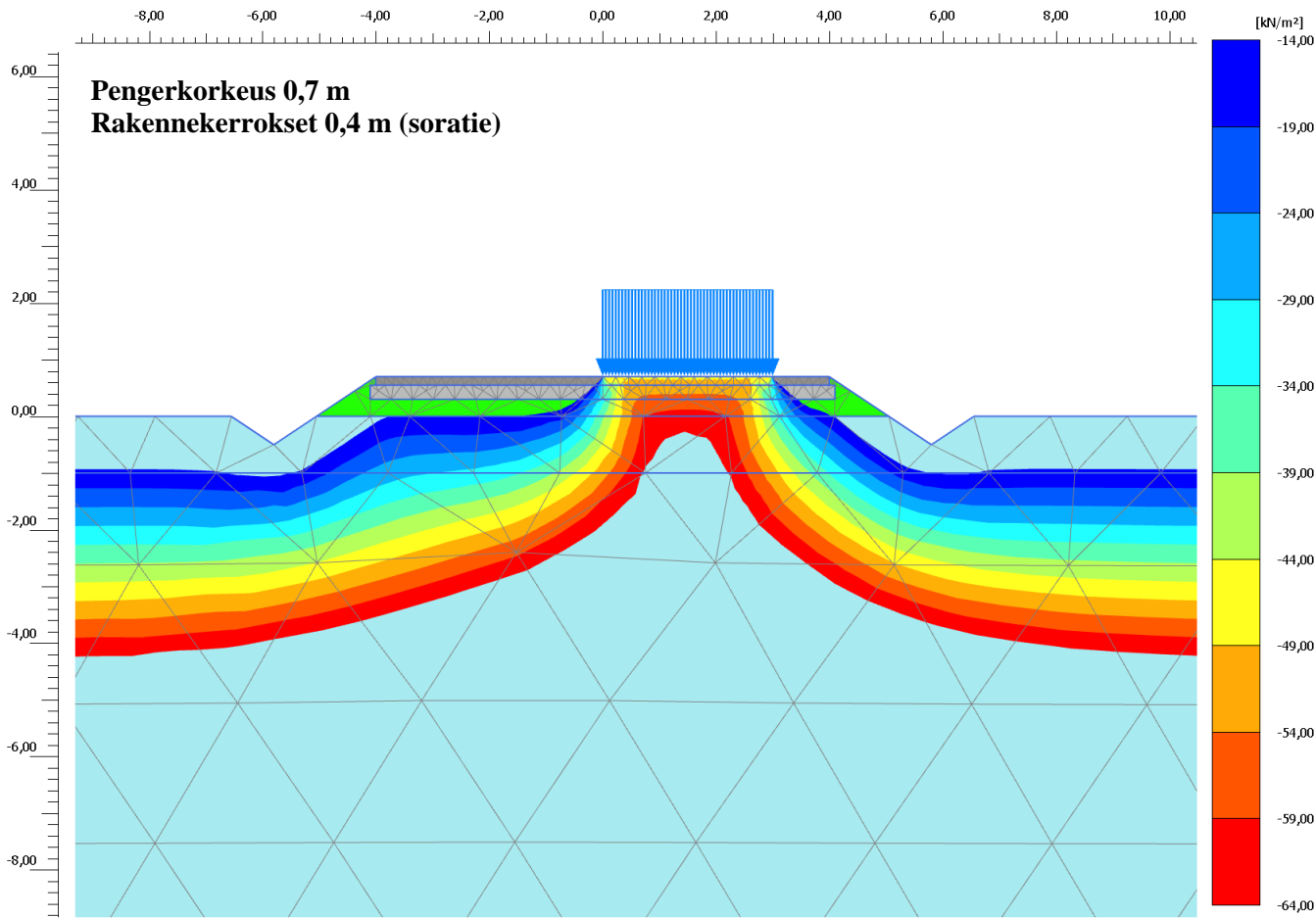
Valtioneuvoston asetus ajoneuvojen käytöstä tiellä annetun asetuksen muuttamisesta, (2013). 06.06.2013. [Viitattu 5.2.2016]  
Saatavissa: <http://www.finlex.fi/fi/laki/alkup/2013/20130407>

Uotinen, V-M. (2016). Liikennevirasto. Henkilökohtaiset sähköpostiviestit.

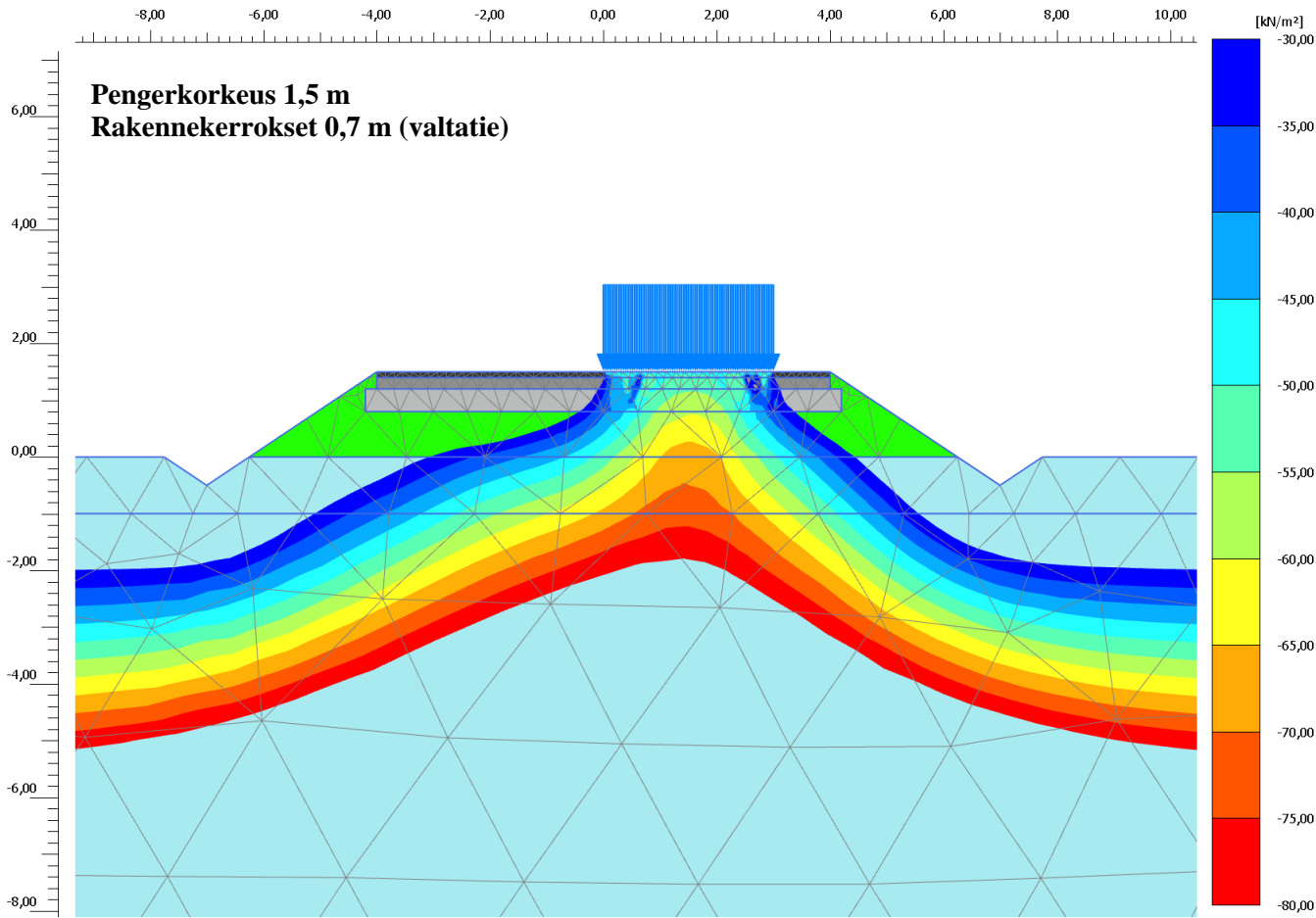
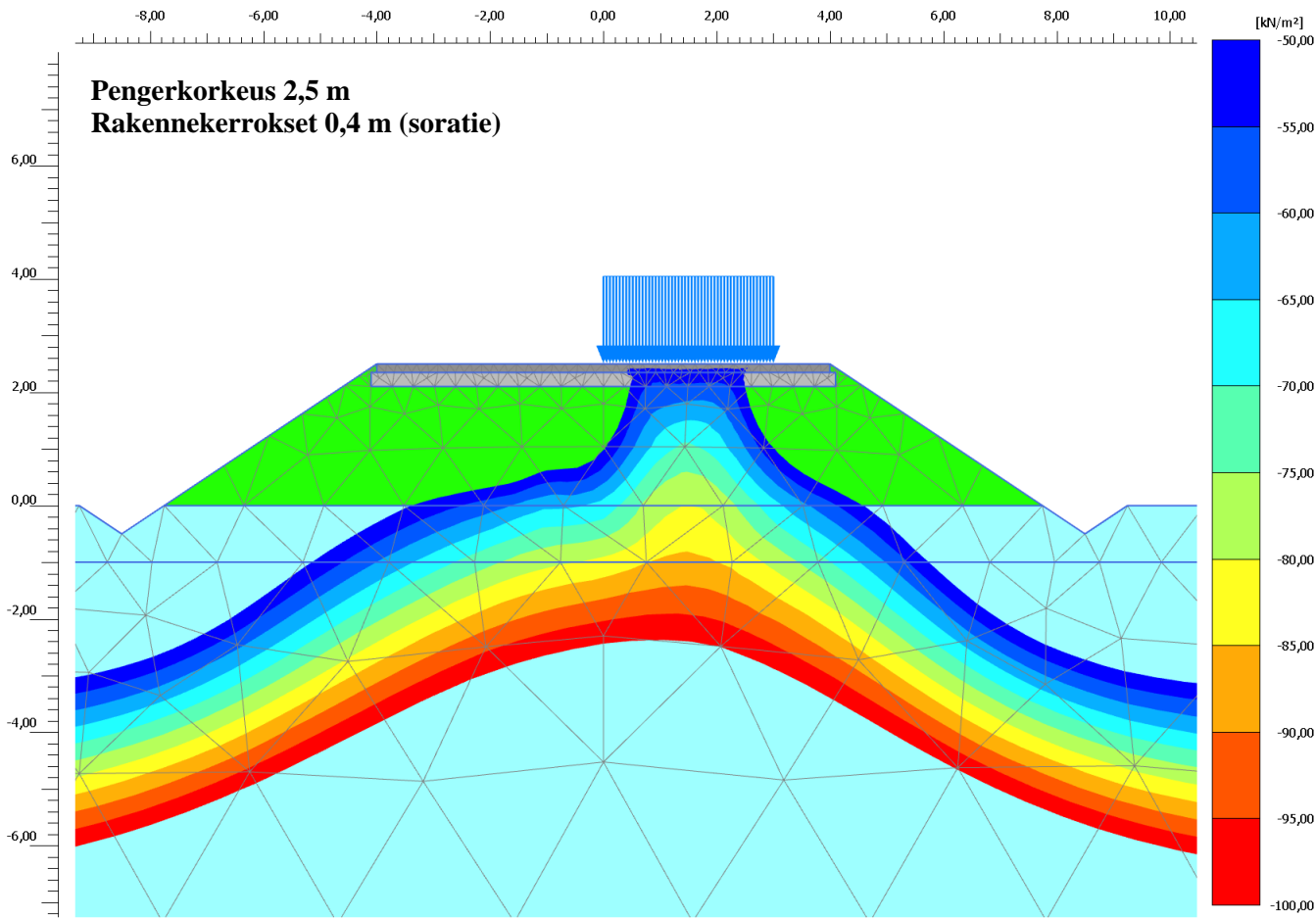
Wiren, M. (2016). Fingrid Oyj. Henkilökohtaiset keskustelut.

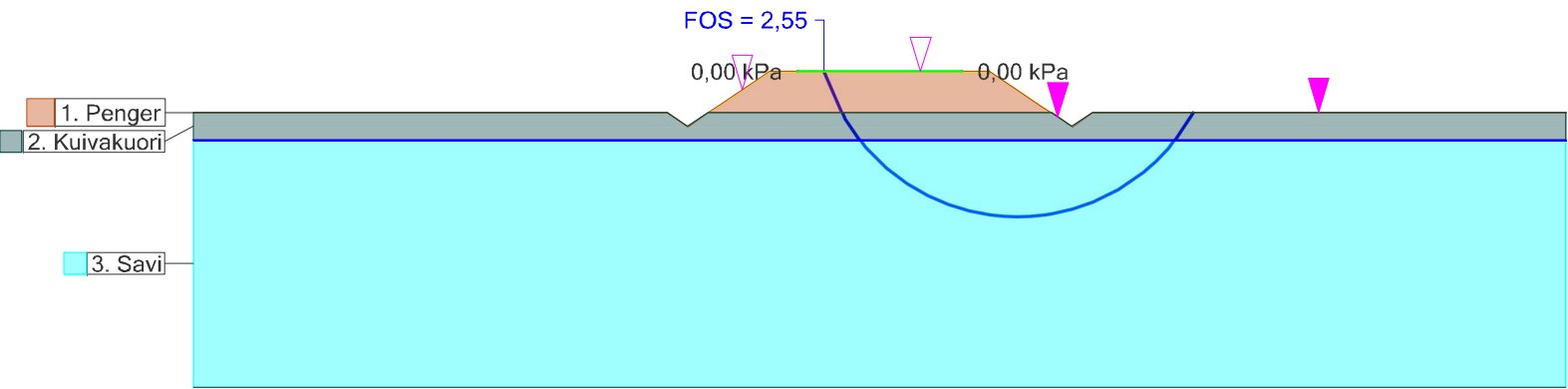


LIITE 1 (1/2) Tulosteita Plaxis-laskelmista



LIITE 1 (2/2) Tulosteita Plaxis-laskelmista

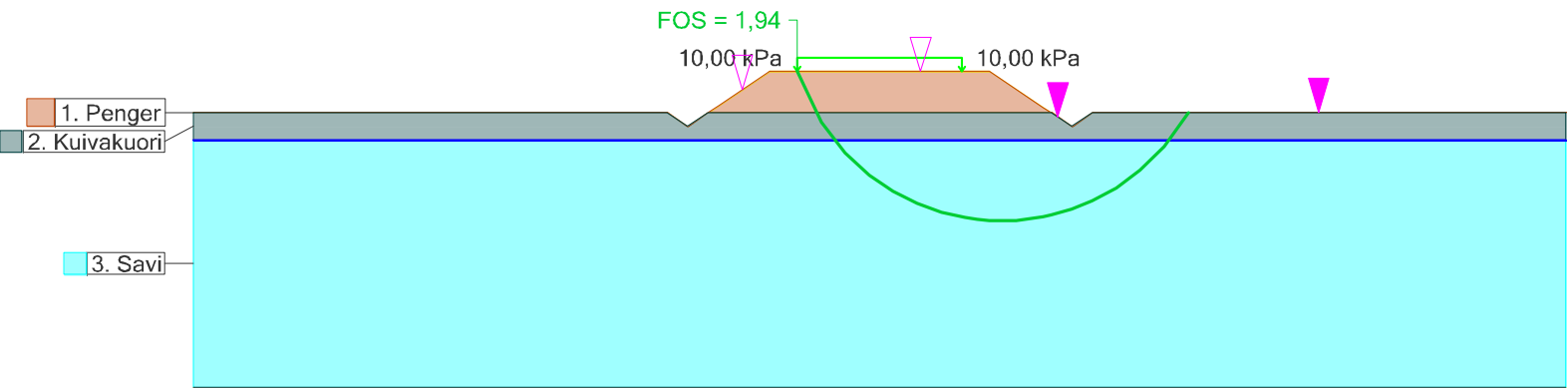




Id	Soil layer	$\gamma$ [kN/m³]	$\gamma_{sat}$ [kN/m³]	$c$ [kPa]	$\Phi$ [°]	$\Delta c$ [kPa/m]	$\Delta \Phi$ [°/m]	Material Type	$r_u$	$r_{uq}$	$r_u'$
1	Penger	20,00	20,00	0,00	35,00			Independent on depth			
2	Kuivakuori	17,00	17,00	30,00	0,00			Independent on depth			
3	Savi	15,00	15,00	10,00	0,00	1,00	0,00	Dependend on layer depth			

Pore Pressure Settings: GW on, PW off, PPC off,  $r_u$  off,  $r_{uq}$  off,  $r_u'$  off

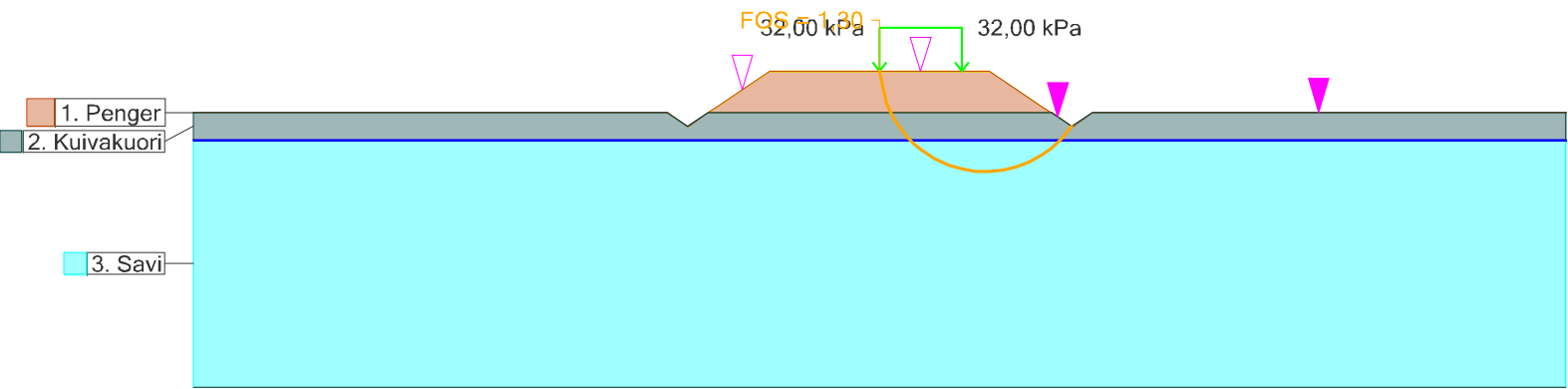
Diplomityö/Raskaat erikoiskuljetukset  
Fingrid/Liikennevirasto  
Tas |  $h=1,5\text{m}$  |  $q=0\text{kPa}$  |  $S_u=10\text{kPa}$   
Lauri Savolainen/Ramboll Finland Oy  
Novapoint GeoCalc 3.1 (29.06.2016 14:51)



Id	Soil layer	$\gamma$ [kN/m³]	$\gamma_{sat}$ [kN/m³]	$c$ [kPa]	$\Phi$ [°]	$\Delta c$ [kPa/m]	$\Delta \Phi$ [°/m]	Material Type	$r_u$	$r_{uq}$	$r_u'$
1	Penger	20,00	20,00	0,00	35,00			Independent on depth			
2	Kuivakuori	17,00	17,00	30,00	0,00			Independent on depth			
3	Savi	15,00	15,00	10,00	0,00	1,00	0,00	Dependend on layer depth			

Pore Pressure Settings: GW on, PW off, PPC off,  $r_u$  off,  $r_{uq}$  off,  $r_u'$  off

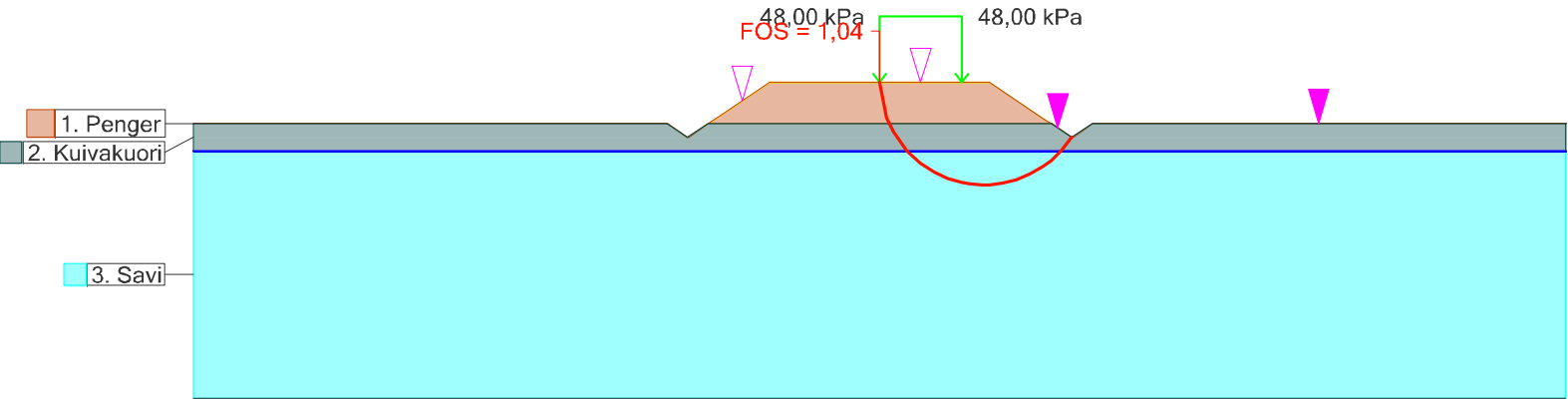
Diplomityö/Raskaat erikoiskuljetukset  
Fingrid/Liikennevirasto  
Tas |  $h=1,5\text{m}$  |  $q=10\text{kPa}$  |  $S_u=10\text{kPa}$   
Lauri Savolainen/Ramboll Finland Oy  
Novapoint GeoCalc 3.1 (29.06.2016 14:51)



Id	Soil layer	$\gamma$ [kN/m³]	$\gamma_{sat}$ [kN/m³]	c [kPa]	$\Phi$ [°]	$\Delta c$ [kPa/m]	$\Delta \Phi$ [°/m]	Material Type	ru	ruq	ru'
1	Penger	20,00	20,00	0,00	35,00			Independent on depth			
2	Kuivakuori	17,00	17,00	30,00	0,00			Independent on depth			
3	Savi	15,00	15,00	10,00	0,00	1,00	0,00	Dependend on layer depth			

Pore Pressure Settings: GW on, PW off, PPC off, ru off, ruq off, ru' off

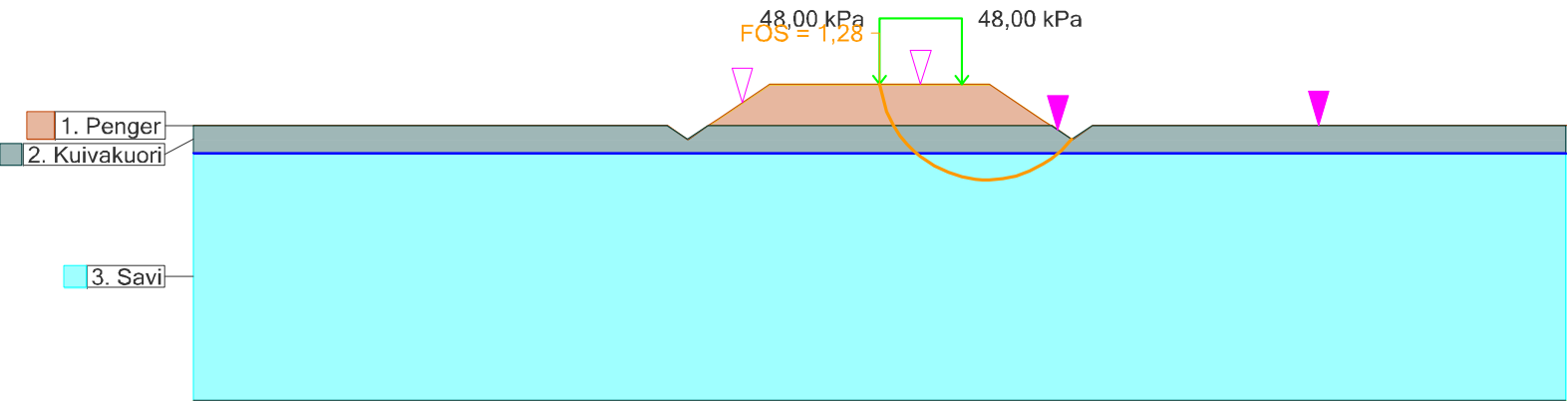
Diplomityö/Raskaat erikoiskuljetukset  
Fingrid/Liikennevirasto  
Tas | h=1,5m | q=32kPa | Su=10kPa  
Lauri Savolainen/Ramboll Finland Oy  
Novapoint GeoCalc 3.1 (29.06.2016 14:52)



Id	Soil layer	$\gamma$ [kN/m³]	$\gamma_{sat}$ [kN/m³]	c [kPa]	$\Phi$ [°]	$\Delta c$ [kPa/m]	$\Delta \Phi$ [°/m]	Material Type	ru	ruq	ru'
1	Penger	20,00	20,00	0,00	35,00			Independent on depth			
2	Kuivakuori	17,00	17,00	30,00	0,00			Independent on depth			
3	Savi	15,00	15,00	10,00	0,00	1,00	0,00	Dependend on layer depth			

Pore Pressure Settings: GW on, PW off, PPC off, ru off, ruq off, ru' off

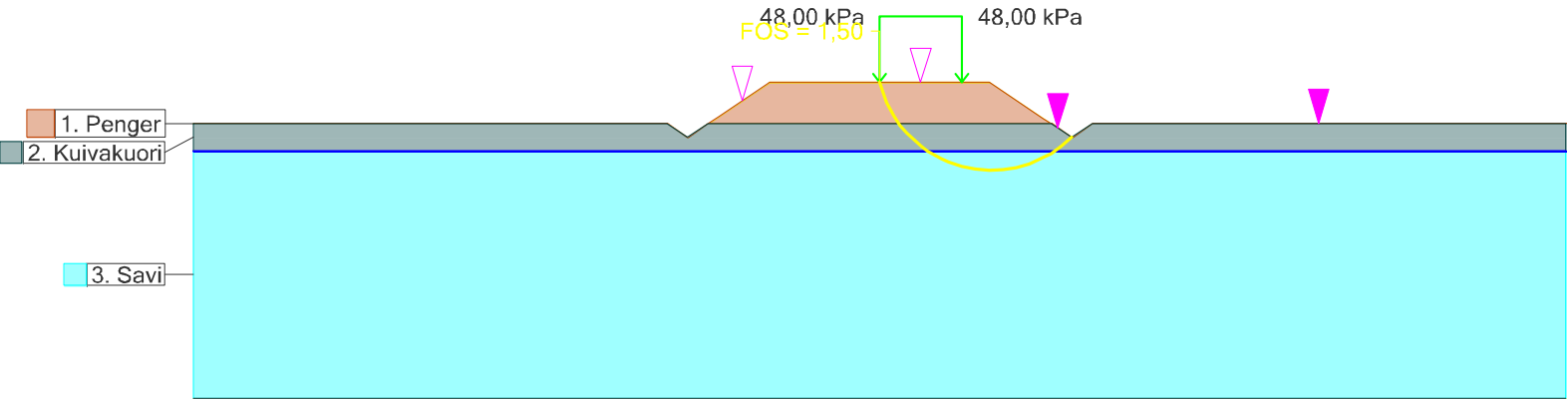
Diplomityö/Raskaat erikoiskuljetukset  
Fingrid/Liikennevirasto  
Tas | h=1,5m | q=48kPa | Su=10kPa  
Lauri Savolainen/Ramboll Finland Oy  
Novapoint GeoCalc 3.1 (29.06.2016 14:52)



Id	Soil layer	$\gamma$ [kN/m³]	$\gamma_{sat}$ [kN/m³]	c [kPa]	$\Phi$ [°]	$\Delta c$ [kPa/m]	$\Delta \Phi$ [°/m]	Material Type	ru	ruq	ru'
1	Penger	20,00	20,00	0,00	35,00			Independent on depth			
2	Kuivakuori	17,00	17,00	30,00	0,00			Independent on depth			
3	Savi	15,00	15,00	15,00	0,00	1,00	0,00	Dependend on layer depth			

Pore Pressure Settings: GW on, PW off, PPC off, ru off, ruq off, ru' off

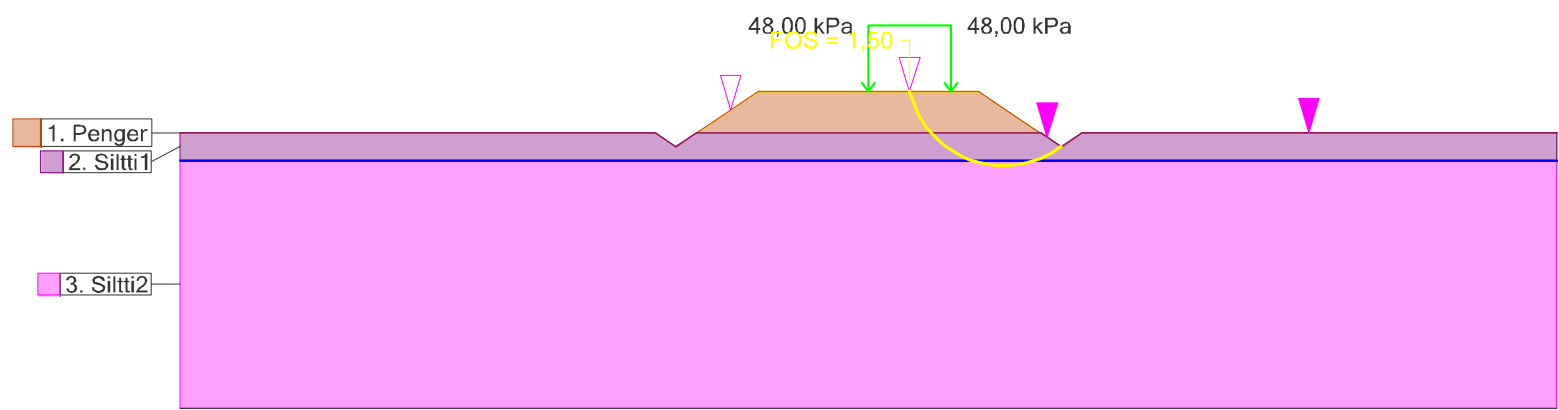
Diplomityö/Raskaat erikoiskuljetukset  
Fingrid/Liikennevirasto  
Tas | h=1,5m | q=48kPa | Su=15kPa  
Lauri Savolainen/Ramboll Finland Oy  
Novapoint GeoCalc 3.1 (29.06.2016 14:53)



Id	Soil layer	$\gamma$ [kN/m³]	$\gamma_{sat}$ [kN/m³]	c [kPa]	$\Phi$ [°]	$\Delta c$ [kPa/m]	$\Delta \Phi$ [°/m]	Material Type	ru	ruq	ru'
1	Penger	20,00	20,00	0,00	35,00			Independent on depth			
2	Kuivakuori	17,00	17,00	30,00	0,00			Independent on depth			
3	Savi	15,00	15,00	20,00	0,00	1,00	0,00	Dependend on layer depth			

Pore Pressure Settings: GW on, PW off, PPC off, ru off, ruq off, ru' off

Diplomityö/Raskaat erikoiskuljetukset  
Fingrid/Liikennevirasto  
Tas | h=1,5m | q=48kPa | Su=20kPa  
Lauri Savolainen/Ramboll Finland Oy  
Novapoint GeoCalc 3.1 (29.06.2016 14:54)

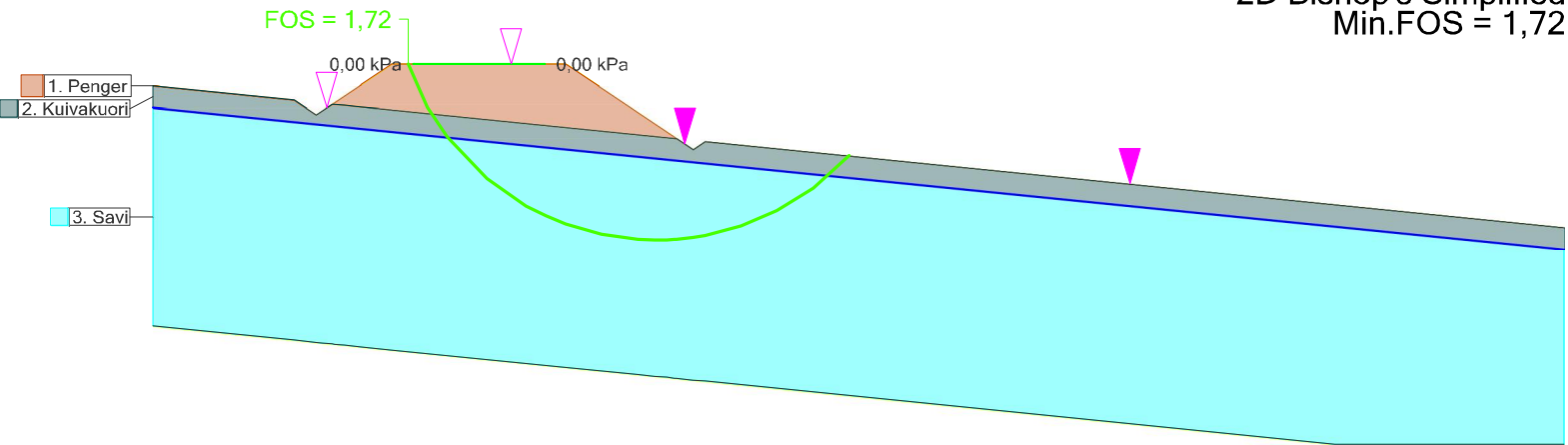


Id	Soil layer	$\gamma$ [kN/m³]	$\gamma_{sat}$ [kN/m³]	c [kPa]	$\Phi$ ' [°]	$\Delta c$ [kPa/m]	$\Delta \Phi$ ' [°/m]	Material Type	ru	ruq	ru'
1	Penger	20,00	20,00	0,00	35,00			Independent on depth			
2	Siltti1	17,00	17,00	5,00	27,00			Independent on depth			
3	Siltti2	17,00	17,00	0,00	27,00	1,00	0,00	Independent on depth			

Pore Pressure Settings: GW on, PW off, PPC off, ru off, ruq off, ru' off

Diplomityö/Raskaat erikoiskuljetukset  
Fingrid/Liikennevirasto  
Tas | h=1,5m | q=48kPa |  $\varphi=27^\circ$   
Lauri Savolainen/Ramboll Finland Oy

2D Bishop's Simplified  
Min.FOS = 1,72



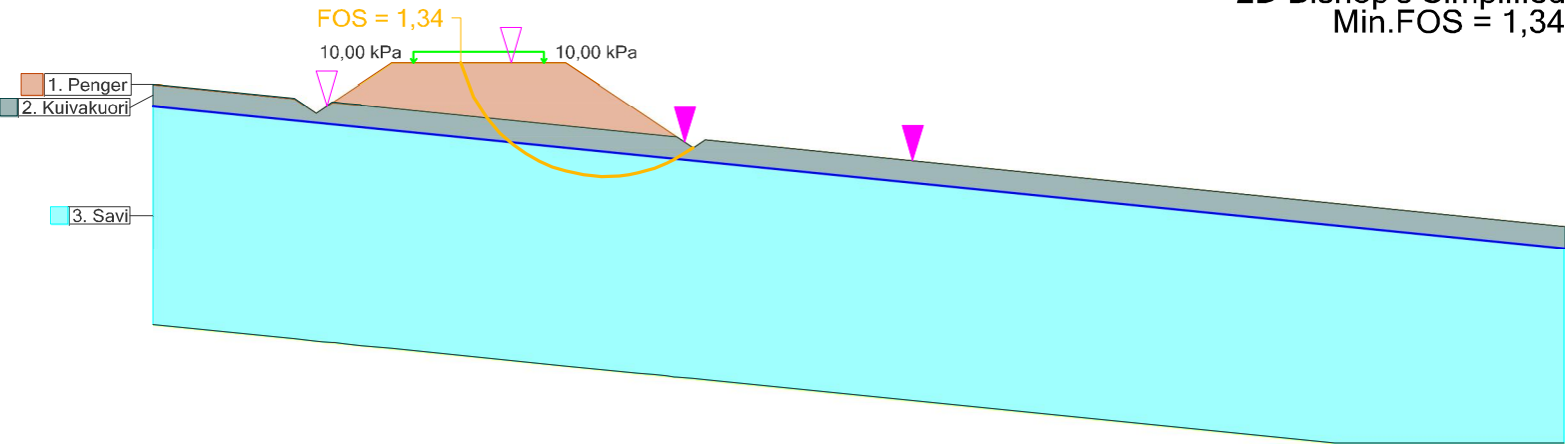
Id	Soil layer	$\gamma$ [kN/m³]	$\gamma_{sat}$ [kN/m³]	c [kPa]	$\Phi$ [°]	$\Delta c$ [kPa/m]	$\Delta \Phi$ [°/m]	Material Type	ru	ruq	ru'
1	Penger	20,00	20,00	0,00	35,00			Independent on depth			
2	Kuivakuori	17,00	17,00	30,00	0,00			Independent on depth			
3	Savi	15,00	15,00	20,00	0,00	1,00	0,00	Dependend on layer depth			

Pore Pressure Settings: GW on, PW off, PPC off, ru off, ruq off, ru' off

Diplomityö/Raskaat erikoiskuljetukset  
Fingrid/Liikennevirasto  
Sivukalteva | h=2,5m | q=0kPa | Su=20kPa  
Lauri Savolainen/Ramboll Finland Oy

Novapoint GeoCalc 3.1 (29.06.2016 15:20)

2D Bishop's Simplified  
Min.FOS = 1,34



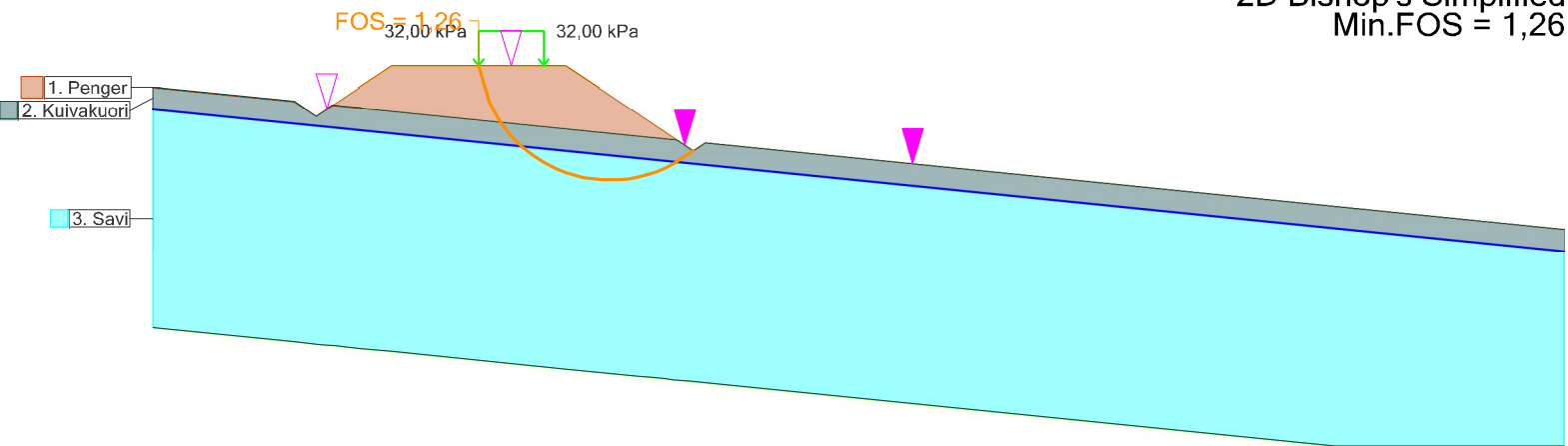
Id	Soil layer	$\gamma$ [kN/m³]	$\gamma_{sat}$ [kN/m³]	c [kPa]	$\Phi$ [°]	$\Delta c$ [kPa/m]	$\Delta \Phi$ [°/m]	Material Type	ru	ruq	ru'
1	Penger	20,00	20,00	0,00	35,00			Independent on depth			
2	Kuivakuori	17,00	17,00	30,00	0,00			Independent on depth			
3	Savi	15,00	15,00	20,00	0,00	1,00	0,00	Dependend on layer depth			

Pore Pressure Settings: GW on, PW off, PPC off, ru off, ruq off, ru' off

Diplomityö/Raskaat erikoiskuljetukset  
Fingrid/Liikennevirasto  
Sivukalteva | h=2,5m | q=10kPa | Su=20kPa  
Lauri Savolainen/Ramboll Finland Oy

Novapoint GeoCalc 3.1 (29.06.2016 15:03)

2D Bishop's Simplified  
Min.FOS = 1,26



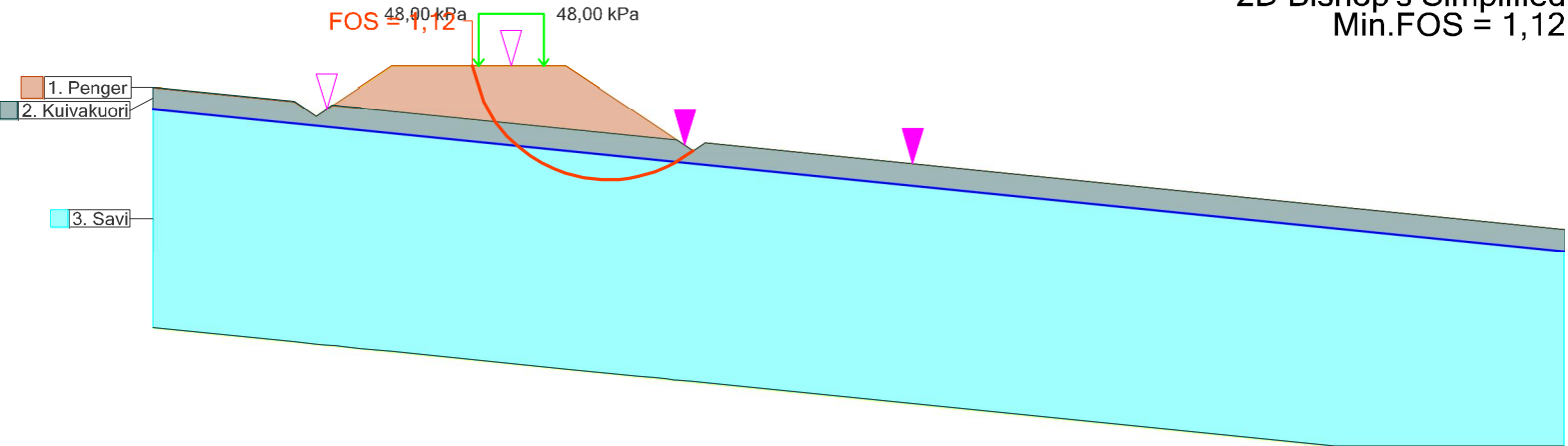
Id	Soil layer	$\gamma$ [kN/m³]	$\gamma_{sat}$ [kN/m³]	c [kPa]	$\Phi$ [°]	$\Delta c$ [kPa/m]	$\Delta \Phi$ [°/m]	Material Type	ru	ruq	ru'
1	Penger	20,00	20,00	0,00	35,00			Independent on depth			
2	Kuivakuori	17,00	17,00	30,00	0,00			Independent on depth			
3	Savi	15,00	15,00	20,00	0,00	1,00	0,00	Dependend on layer depth			

Pore Pressure Settings: GW on, PW off, PPC off, ru off, ruq off, ru' off

Diplomityö/Raskaat erikoiskuljetukset  
Fingrid/Liikennevirasto  
Sivukalteva | h=2,5m | q=32kPa | Su=20kPa  
Lauri Savolainen/Ramboll Finland Oy

Novapoint GeoCalc 3.1 (29.06.2016 15:03)

2D Bishop's Simplified  
Min.FOS = 1,12



Id	Soil layer	$\gamma$ [kN/m³]	$\gamma_{sat}$ [kN/m³]	c [kPa]	$\Phi$ [°]	$\Delta c$ [kPa/m]	$\Delta \Phi$ [°/m]	Material Type	ru	ruq	ru'
1	Penger	20,00	20,00	0,00	35,00			Independent on depth			
2	Kuivakuori	17,00	17,00	30,00	0,00			Independent on depth			
3	Savi	15,00	15,00	20,00	0,00	1,00	0,00	Dependend on layer depth			

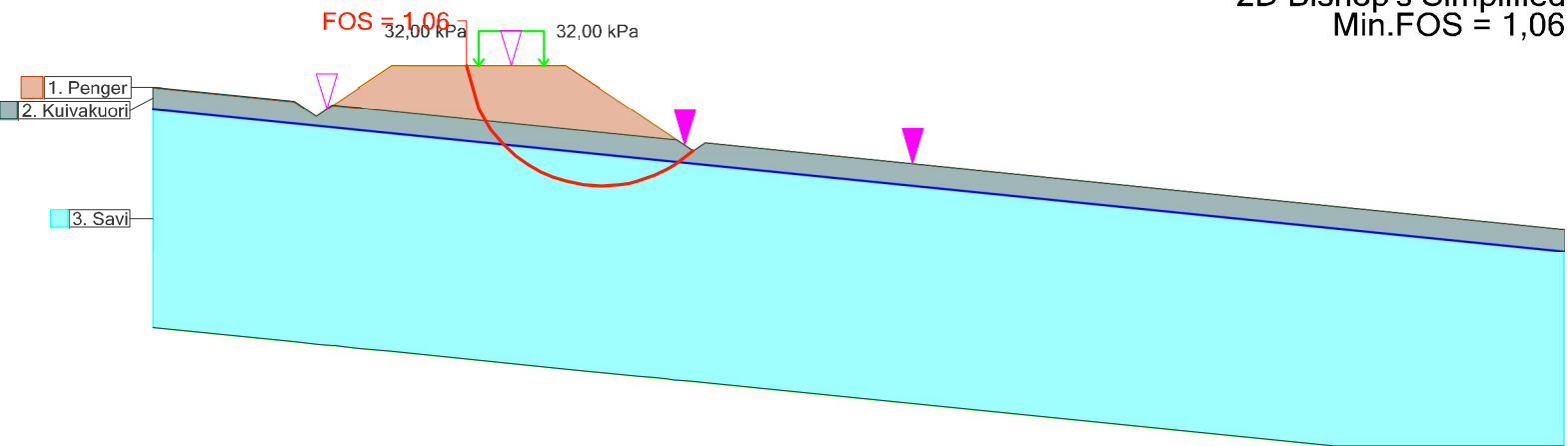
Pore Pressure Settings: GW on, PW off, PPC off, ru off, ruq off, ru' off

Diplomityö/Raskaat erikoiskuljetukset  
Fingrid/Liikennevirasto  
Sivukalteva | h=2,5m | q=48kPa | Su=20kPa  
Lauri Savolainen/Ramboll Finland Oy

Novapoint GeoCalc 3.1 (29.06.2016 15:04)



2D Bishop's Simplified  
Min.FOS = 1,06



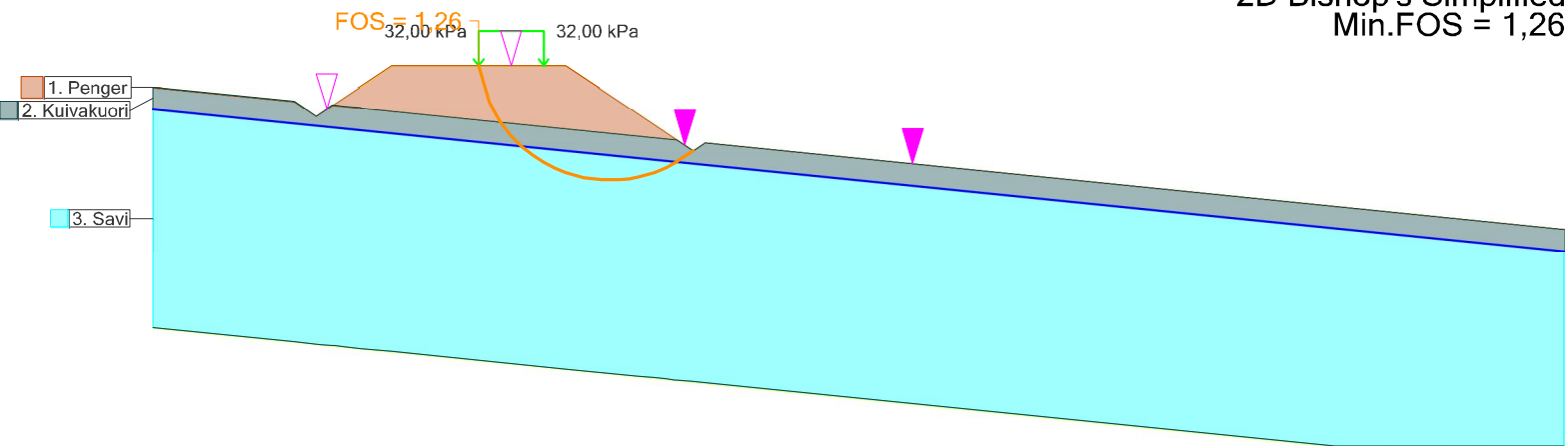
Id	Soil layer	$\gamma$ [kN/m³]	$\gamma_{sat}$ [kN/m³]	c [kPa]	$\Phi$ [°]	$\Delta c$ [kPa/m]	$\Delta \Phi$ [°/m]	Material Type	ru	ruq	ru'
1	Penger	20,00	20,00	0,00	35,00			Independent on depth			
2	Kuivakuori	17,00	17,00	30,00	0,00			Independent on depth			
3	Savi	15,00	15,00	15,00	0,00	1,00	0,00	Dependend on layer depth			

Pore Pressure Settings: GW on, PW off, PPC off, ru off, ruq off, ru' off

Diplomityö/Raskaat erikoiskuljetukset  
Fingrid/Liikennevirasto  
Sivukalvea | h=2,5m | q=32kPa | Su=15kPa  
Lauri Savolainen/Ramboll Finland Oy

Novapoint GeoCalc 3.1 (29.06.2016 15:10)

2D Bishop's Simplified  
Min.FOS = 1,26



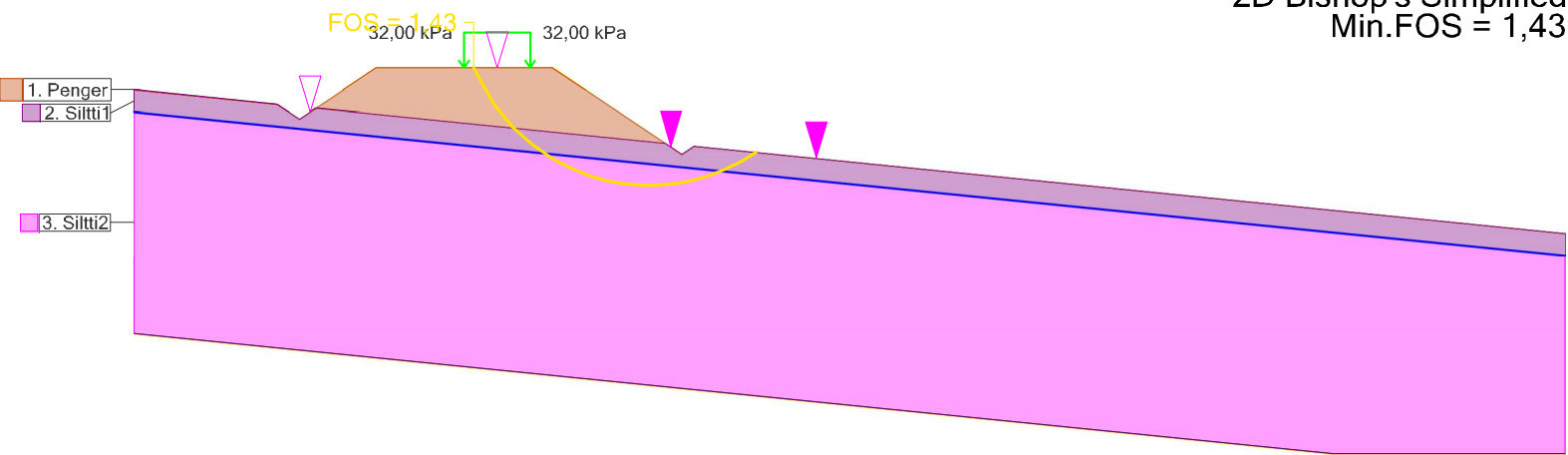
Id	Soil layer	$\gamma$ [kN/m³]	$\gamma_{sat}$ [kN/m³]	c [kPa]	$\Phi$ [°]	$\Delta c$ [kPa/m]	$\Delta \Phi$ [°/m]	Material Type	ru	ruq	ru'
1	Penger	20,00	20,00	0,00	35,00			Independent on depth			
2	Kuivakuori	17,00	17,00	30,00	0,00			Independent on depth			
3	Savi	15,00	15,00	20,00	0,00	1,00	0,00	Dependend on layer depth			

Pore Pressure Settings: GW on, PW off, PPC off, ru off, ruq off, ru' off

Diplomityö/Raskaat erikoiskuljetukset  
Fingrid/Liikennevirasto  
Sivukalvea | h=2,5m | q=32kPa | Su=20kPa  
Lauri Savolainen/Ramboll Finland Oy

Novapoint GeoCalc 3.1 (29.06.2016 15:03)

2D Bishop's Simplified  
Min.FOS = 1,43



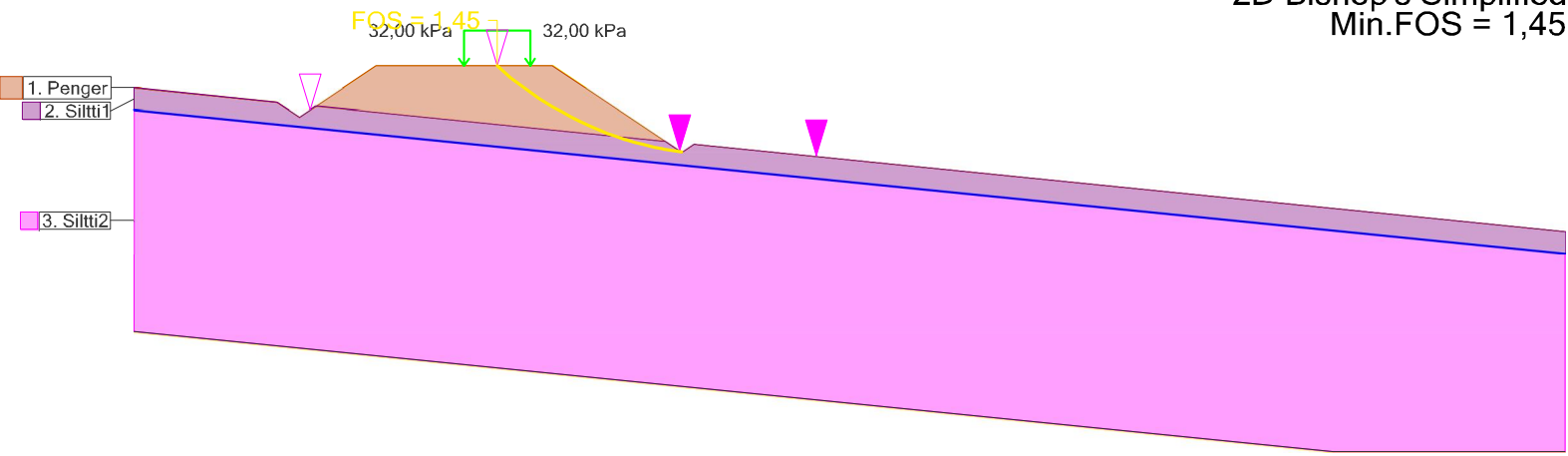
Id	Soil layer	$\gamma$ [kN/m³]	$\gamma_{sat}$ [kN/m³]	c [kPa]	$\Phi$ [°]	$\Delta c$ [kPa/m]	$\Delta \Phi$ [°/m]	Material Type	ru	ruq	ru'
1	Penger	20,00	20,00	0,00	35,00			Independent on depth			
2	Siltti1	17,00	17,00	5,00	27,00			Independent on depth			
3	Siltti2	17,00	17,00	0,00	27,00			Independent on depth			

Pore Pressure Settings: GW on, PW off, PPC off, ru off, ruq off, ru' off

Diplomityö/Raskaat erikoiskuljetukset  
Fingrid/Liikennevirasto  
Sivukalteva | h=2,5m | q=32kPa |  $\phi=27^\circ$   
Lauri Savolainen/Ramboll Finland Oy

Newspoint GeoCalc 3.1 (29.05.2016 15:11)

2D Bishop's Simplified  
Min.FOS = 1,45



Id	Soil layer	$\gamma$ [kN/m³]	$\gamma_{sat}$ [kN/m³]	c [kPa]	$\Phi$ [°]	$\Delta c$ [kPa/m]	$\Delta \Phi$ [°/m]	Material Type	ru	ruq	ru'
1	Penger	20,00	20,00	0,00	35,00			Independent on depth			
2	Siltti1	17,00	17,00	5,00	30,00			Independent on depth			
3	Siltti2	17,00	17,00	0,00	30,00			Independent on depth			

Pore Pressure Settings: GW on, PW off, PPC off, ru off, ruq off, ru' off

Diplomityö/Raskaat erikoiskuljetukset  
Fingrid/Liikennevirasto  
Sivukalteva | h=2,5m | q=32kPa |  $\phi=30^\circ$   
Lauri Savolainen/Ramboll Finland Oy

Newspoint GeoCalc 3.1 (29.05.2016 15:12)

LIITE 3 (1/9): Laskentatuloksia: taulukoita ja kuvaajia - pengerkorkeuksien vertailu

Maaston muoto	h [m] (penger- korkeus)	Pohjamaa- tyyppi	Kuorma [kN/m²]				Absoluuttinen ero vastaavaan 0,7 m tilanteeseen				Suhteellinen ero vastaavaan 0,7 m tilanteeseen					
			0	10	32	48	0	10	32	48	0	10	32	48	KA	KA <sub>EK</sub>
Tasainen	0,7	φ = 27°	3,35	2,61	1,89	1,62										
		S <sub>u</sub> = 20 kPa	6,89	4,40	2,38	1,80										
		S <sub>u</sub> = 15 kPa	6,21	3,87	2,06	1,55										
		S <sub>u</sub> = 10 kPa	5,37	3,22	1,70	1,26										
Tasainen	1,5	φ = 27°	2,24	1,99	1,67	1,50	-1,11	-0,62	-0,22	-0,12	-33 %	-24 %	-12 %	-7 %	-19 %	-10 %
		S <sub>u</sub> = 20 kPa	3,47	2,75	1,84	1,50	-3,42	-1,65	-0,54	-0,30	-50 %	-38 %	-23 %	-17 %	-32 %	-20 %
		S <sub>u</sub> = 15 kPa	3,09	2,41	1,59	1,28	-3,12	-1,46	-0,47	-0,27	-50 %	-38 %	-23 %	-17 %	-32 %	-20 %
		S <sub>u</sub> = 10 kPa	2,55	1,94	1,30	1,04	-2,82	-1,28	-0,40	-0,22	-53 %	-40 %	-24 %	-17 %	-33 %	-20 %
Tasainen	2,5	φ = 27°	1,79	1,69	1,51	1,41	-1,56	-0,92	-0,38	-0,21	-70 %	-46 %	-23 %	-14 %	-38 %	-18 %
		S <sub>u</sub> = 30 kPa	2,59	2,35	1,86	1,63	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		S <sub>u</sub> = 20 kPa	2,21	1,94	1,50	1,29	-4,68	-2,46	-0,88	-0,51	-68 %	-56 %	-37 %	-28 %	-47 %	-33 %
		S <sub>u</sub> = 15 kPa	1,93	1,69	1,29	1,11	-4,28	-2,18	-0,77	-0,44	-69 %	-56 %	-37 %	-28 %	-48 %	-33 %
Sivu- kalteva	0,7	φ = 30°	2,58	2,25	1,84	1,63										
		φ = 27°	2,55	2,12	1,67	1,48										
		S <sub>u</sub> = 20 kPa	2,83	2,60	1,96	1,54										
		S <sub>u</sub> = 15 kPa	2,32	2,14	1,68	1,32										
Sivu- kalteva	1,5	φ = 30°	2,14	1,82	1,60	1,50	-0,44	-0,43	-0,24	-0,13	-17 %	-19 %	-13 %	-8 %	-14 %	-11 %
		φ = 27°	1,93	1,74	1,55	1,41	-0,62	-0,38	-0,12	-0,07	-24 %	-18 %	-7 %	-5 %	-14 %	-6 %
		S <sub>u</sub> = 20 kPa	2,30	2,11	1,55	1,30	-0,53	-0,49	-0,41	-0,24	-19 %	-19 %	-21 %	-16 %	-19 %	-18 %
		S <sub>u</sub> = 15 kPa	1,89	1,71	1,31	1,10	-0,43	-0,43	-0,37	-0,22	-19 %	-20 %	-22 %	-17 %	-19 %	-19 %
Sivu- kalteva	2,5	φ = 30°	1,79	1,59	1,45	1,39	-0,79	-0,66	-0,39	-0,24	-31 %	-29 %	-21 %	-15 %	-24 %	-18 %
		φ = 27°	1,62	1,56	1,43	1,35	-0,93	-0,56	-0,24	-0,13	-36 %	-26 %	-14 %	-9 %	-22 %	-12 %
		S <sub>u</sub> = 20 kPa	1,72	1,34	1,26	1,12	-1,11	-1,26	-0,70	-0,42	-39 %	-48 %	-36 %	-27 %	-38 %	-31 %
		S <sub>u</sub> = 15 kPa	1,40	1,25	1,06	0,93	-0,92	-0,89	-0,62	-0,39	-40 %	-42 %	-37 %	-30 %	-37 %	-33 %

Värien selite
< 1,0
1,0..1,3
1,3..1,5
1,5..2,0
≥ 2,0

LIITE 3 (2/9): Laskentatuloksia: taulukoita ja kuvaajia - tasamaan ja sivukaltevan vertailu

			Kuorma [kN/m²]													
Maaston muoto	h [m] (penger- korkeus)	Pohjamaa- tyyppi	0	10	32	48										
Tasainen	0,7	φ = 27°	3,35	2,61	1,89	1,62										
		S <sub>u</sub> = 20 kPa	6,89	4,40	2,38	1,80										
		S <sub>u</sub> = 15 kPa	6,21	3,87	2,06	1,55										
		S <sub>u</sub> = 10 kPa	5,37	3,22	1,70	1,26										
Tasainen	1,5	φ = 27°	2,24	1,99	1,67	1,50										
		S <sub>u</sub> = 20 kPa	3,47	2,75	1,84	1,50										
		S <sub>u</sub> = 15 kPa	3,09	2,41	1,59	1,28										
		S <sub>u</sub> = 10 kPa	2,55	1,94	1,30	1,04										
Tasainen	2,5	φ = 27°	1,79	1,69	1,51	1,41										
		S <sub>u</sub> = 30 kPa	2,59	2,35	1,86	1,63										
		S <sub>u</sub> = 20 kPa	2,21	1,94	1,50	1,29	Absoluuttinen ero vastaavaan tasamaan tilanteeseen				Suhteellinen ero vastaavaan tasamaan tilanteeseen					
		S <sub>u</sub> = 15 kPa	1,93	1,69	1,29	1,11										
Maaston muoto	h [m] (penger- korkeus)	Pohjamaa- tyyppi	0	10	32	48	0	10	32	48	0	10	32	48	KA	KA <sub>EK</sub>
Sivu- kalteva	0,7	φ = 30°	2,58	2,25	1,84	1,63	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		φ = 27°	2,55	2,12	1,67	1,48	-0,80	-0,49	-0,22	-0,14	-24 %	-19 %	-12 %	-9 %	-16 %	-10 %
		S <sub>u</sub> = 20 kPa	2,83	2,60	1,96	1,54	-4,06	-1,80	-0,42	-0,26	-59 %	-41 %	-18 %	-14 %	-33 %	-16 %
		S <sub>u</sub> = 15 kPa	2,32	2,14	1,68	1,32	-3,89	-1,73	-0,38	-0,23	-63 %	-45 %	-18 %	-15 %	-35 %	-17 %
Sivu- kalteva	1,5	φ = 30°	2,14	1,82	1,60	1,50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		φ = 27°	1,93	1,74	1,55	1,41	-0,31	-0,25	-0,12	-0,09	-14 %	-13 %	-7 %	-6 %	-10 %	-7 %
		S <sub>u</sub> = 20 kPa	2,30	2,11	1,55	1,30	-1,17	-0,64	-0,29	-0,20	-34 %	-23 %	-16 %	-13 %	-22 %	-15 %
		S <sub>u</sub> = 15 kPa	1,89	1,71	1,31	1,10	-1,20	-0,70	-0,28	-0,18	-39 %	-29 %	-18 %	-14 %	-25 %	-16 %
Sivu- kalteva	2,5	φ = 30°	1,79	1,59	1,45	1,39	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		φ = 27°	1,62	1,56	1,43	1,35	-0,17	-0,13	-0,08	-0,06	-9 %	-8 %	-5 %	-4 %	-7 %	-5 %
		S <sub>u</sub> = 20 kPa	1,72	1,34	1,26	1,12	-0,49	-0,60	-0,24	-0,17	-22 %	-31 %	-16 %	-13 %	-21 %	-15 %
		S <sub>u</sub> = 15 kPa	1,40	1,25	1,06	0,93	-0,53	-0,44	-0,23	-0,18	-27 %	-26 %	-18 %	-16 %	-22 %	-17 %

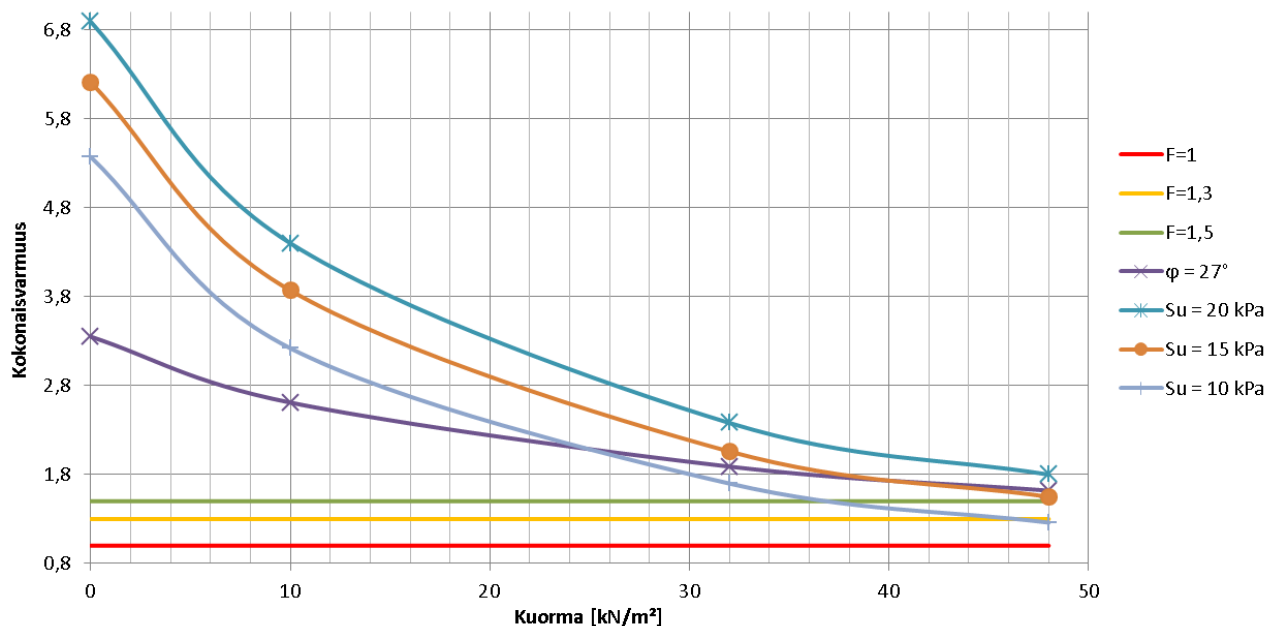
Värien selite
< 1,0
1,0..1,3
1,3..1,5
1,5..2,0
≥ 2,0

**LIITE 3 (3/9): Laskentatuloksia: taulukoita ja kuvaajia - kuorman vaikutus, taulukko**

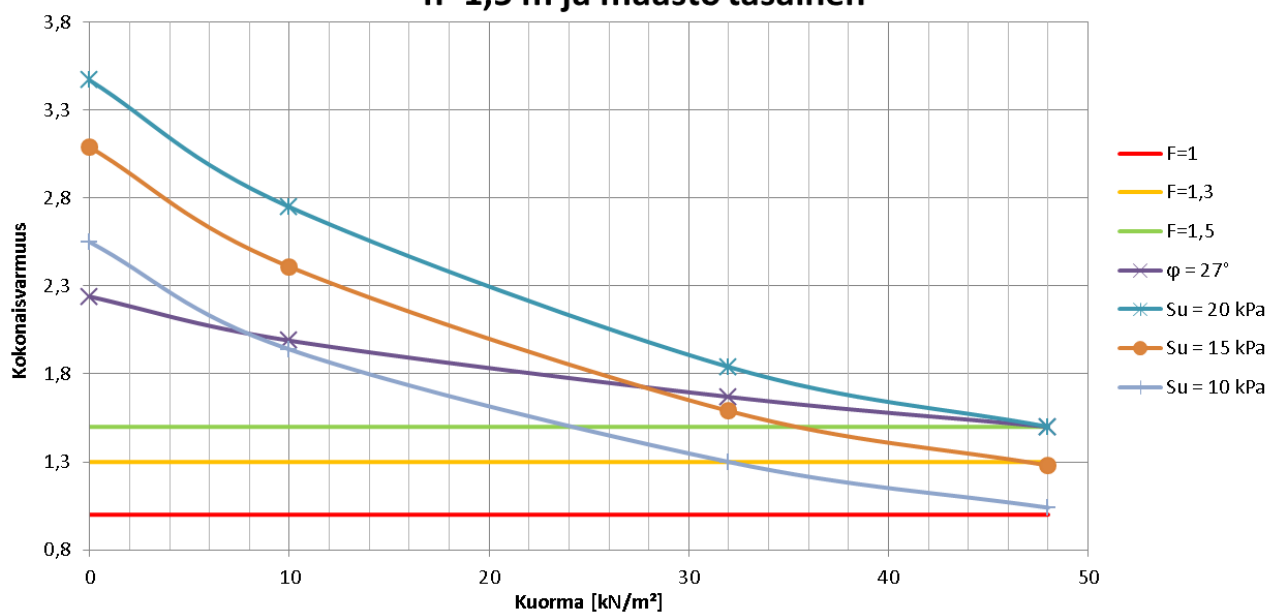
Maaston muoto	h [m] (penger- korkeus)	Pohjamaa- tyyppi	Kuorma [kN/m²]				Absoluuttinen ero 10 vastaavaan kN/m² tilanteeseen				Suhteellinen ero vastaavaan 10 kN/m² tilanteeseen			
			0	10	32	48	0	10	32	48	0	10	32	48
Tasainen	0,7	$\varphi = 27^\circ$	3,35	2,61	1,89	1,62	0,74	0,00	-0,72	-0,99	28 %	0 %	-28 %	-38 %
		$S_u = 20 \text{ kPa}$	6,89	4,40	2,38	1,80	2,49	0,00	-2,02	-2,60	57 %	0 %	-46 %	-59 %
		$S_u = 15 \text{ kPa}$	6,21	3,87	2,06	1,55	2,34	0,00	-1,81	-2,32	60 %	0 %	-47 %	-60 %
		$S_u = 10 \text{ kPa}$	5,37	3,22	1,70	1,26	2,15	0,00	-1,52	-1,96	67 %	0 %	-47 %	-61 %
Tasainen	1,5	$\varphi = 27^\circ$	2,24	1,99	1,67	1,50	0,25	0,00	-0,32	-0,49	13 %	0 %	-16 %	-25 %
		$S_u = 20 \text{ kPa}$	3,47	2,75	1,84	1,50	0,72	0,00	-0,91	-1,25	26 %	0 %	-33 %	-45 %
		$S_u = 15 \text{ kPa}$	3,09	2,41	1,59	1,28	0,68	0,00	-0,82	-1,13	28 %	0 %	-34 %	-47 %
		$S_u = 10 \text{ kPa}$	2,55	1,94	1,30	1,04	0,61	0,00	-0,64	-0,90	31 %	0 %	-33 %	-46 %
Tasainen	2,5	$\varphi = 27^\circ$	1,79	1,69	1,51	1,41	0,10	0,00	-0,18	-0,28	6 %	0 %	-11 %	-17 %
		$S_u = 30 \text{ kPa}$	2,59	2,35	1,86	1,63	0,24	0,00	-0,49	-0,72	10 %	0 %	-21 %	-31 %
		$S_u = 20 \text{ kPa}$	2,21	1,94	1,50	1,29	0,27	0,00	-0,44	-0,65	14 %	0 %	-23 %	-34 %
		$S_u = 15 \text{ kPa}$	1,93	1,69	1,29	1,11	0,24	0,00	-0,40	-0,58	14 %	0 %	-24 %	-34 %
Sivu- kalteva	0,7	$\varphi = 30^\circ$	2,58	2,25	1,84	1,63	0,33	0,00	-0,41	-0,62	15 %	0 %	-18 %	-28 %
		$\varphi = 27^\circ$	2,55	2,12	1,67	1,48	0,43	0,00	-0,45	-0,64	20 %	0 %	-21 %	-30 %
		$S_u = 20 \text{ kPa}$	2,83	2,60	1,96	1,54	0,23	0,00	-0,64	-1,06	9 %	0 %	-25 %	-41 %
		$S_u = 15 \text{ kPa}$	2,32	2,14	1,68	1,32	0,18	0,00	-0,46	-0,82	8 %	0 %	-21 %	-38 %
Sivu- kalteva	1,5	$\varphi = 30^\circ$	2,14	1,82	1,60	1,50	0,32	0,00	-0,22	-0,32	18 %	0 %	-12 %	-18 %
		$\varphi = 27^\circ$	1,93	1,74	1,55	1,41	0,19	0,00	-0,19	-0,33	11 %	0 %	-11 %	-19 %
		$S_u = 20 \text{ kPa}$	2,30	2,11	1,55	1,30	0,19	0,00	-0,56	-0,81	9 %	0 %	-27 %	-38 %
		$S_u = 15 \text{ kPa}$	1,89	1,71	1,31	1,10	0,18	0,00	-0,40	-0,61	11 %	0 %	-23 %	-36 %
Sivu- kalteva	2,5	$\varphi = 30^\circ$	1,79	1,59	1,45	1,39	0,20	0,00	-0,14	-0,20	13 %	0 %	-9 %	-13 %
		$\varphi = 27^\circ$	1,62	1,56	1,43	1,35	0,06	0,00	-0,13	-0,21	4 %	0 %	-8 %	-13 %
		$S_u = 20 \text{ kPa}$	1,72	1,53	1,26	1,12	0,19	0,00	-0,27	-0,41	12 %	0 %	-18 %	-27 %
		$S_u = 15 \text{ kPa}$	1,40	1,25	1,06	0,93	0,15	0,00	-0,19	-0,32	12 %	0 %	-15 %	-26 %

Värien selite	
1,3..1,5	
< 1,0	1,5..2,0
1,0..1,3	≥ 2,0

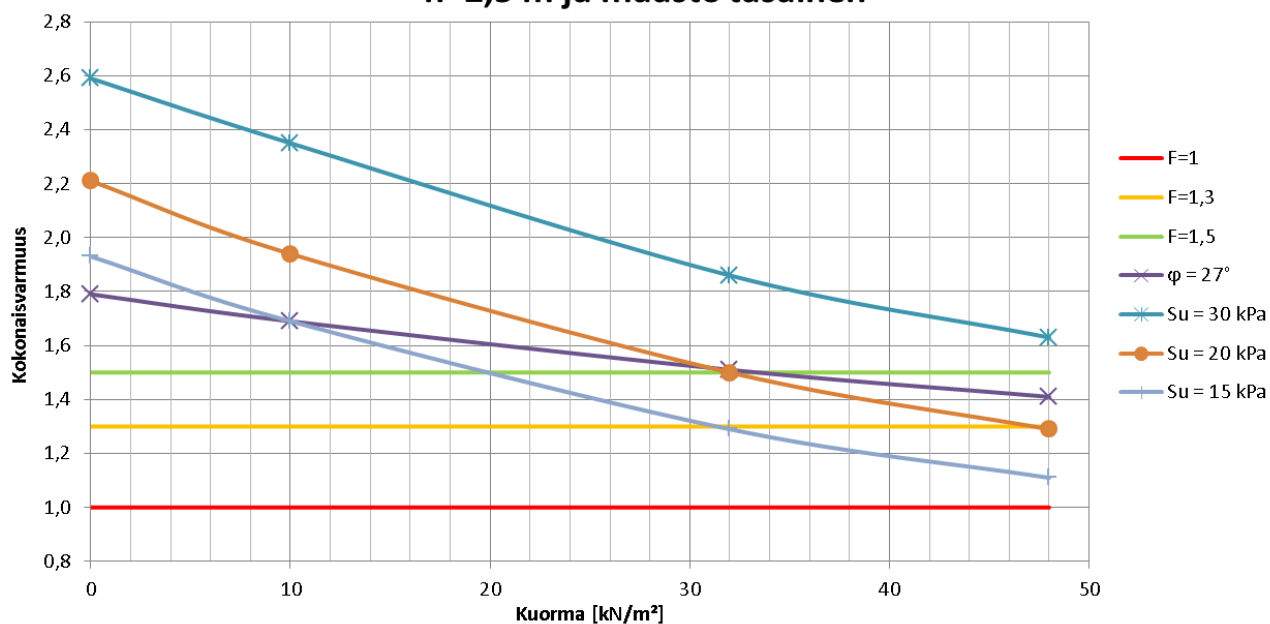
### Kuorman vaikutus varmuuteen eri pohjamaatyypeillä, kun h=0,7 m ja maasto tasainen



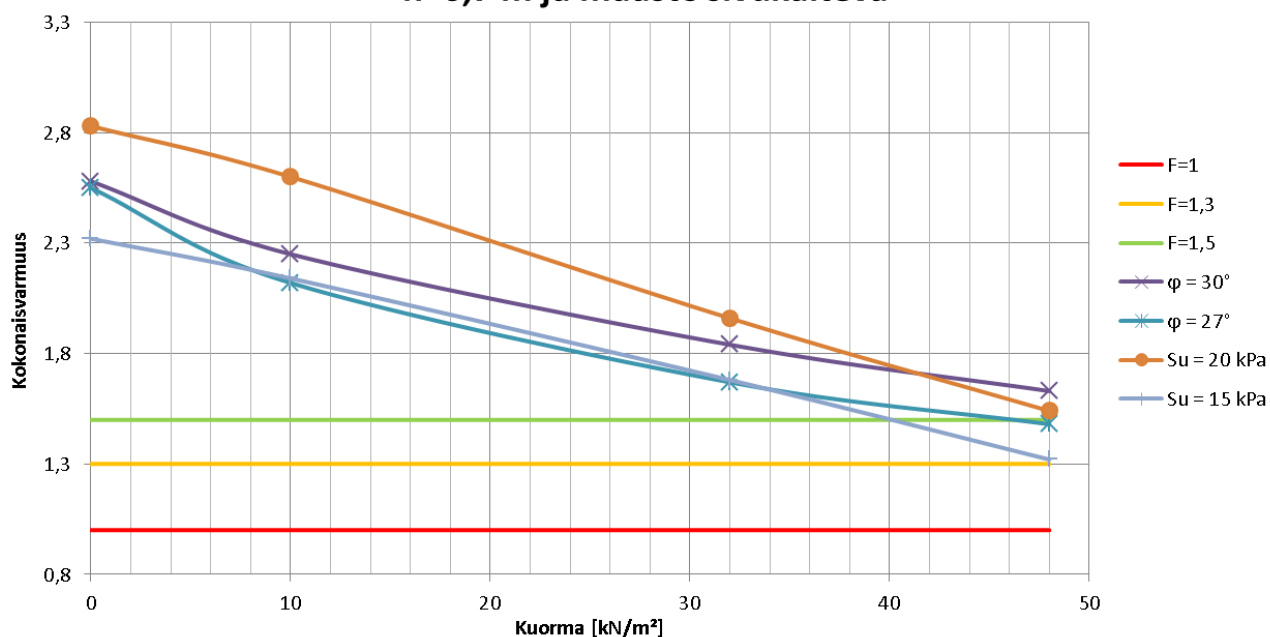
### Kuorman vaikutus varmuuteen eri pohjamaatyypeillä, kun h=1,5 m ja maasto tasainen



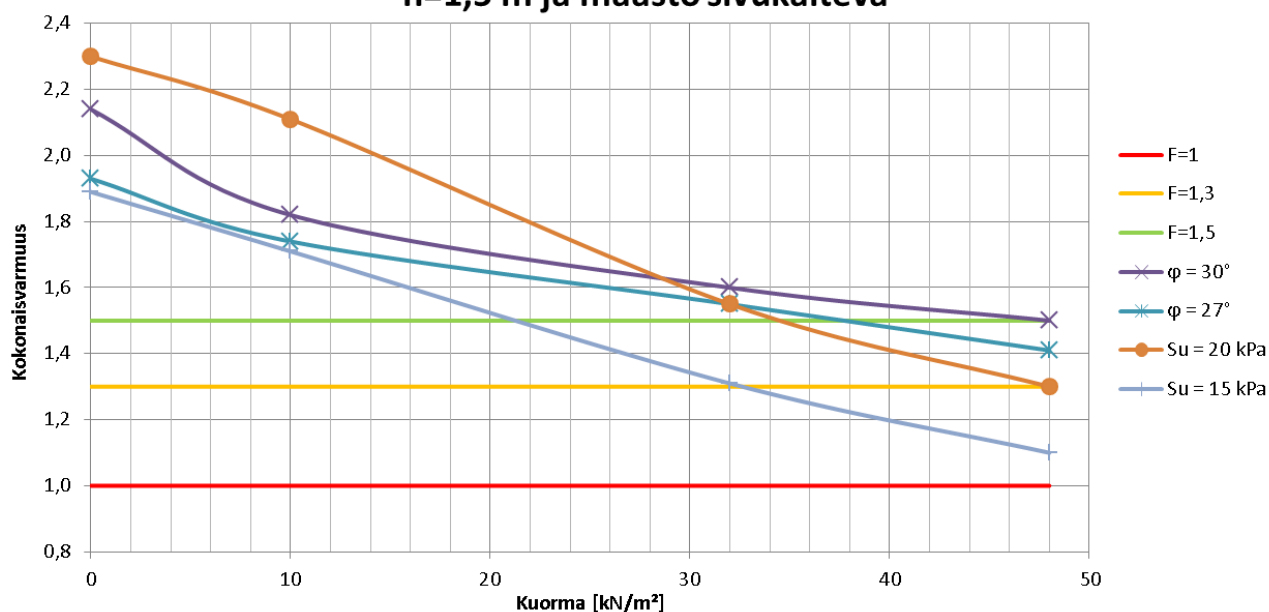
**Kuorman vaikutus varmuuteen eri pohjamaatyypeillä, kun  
h=2,5 m ja maasto tasainen**



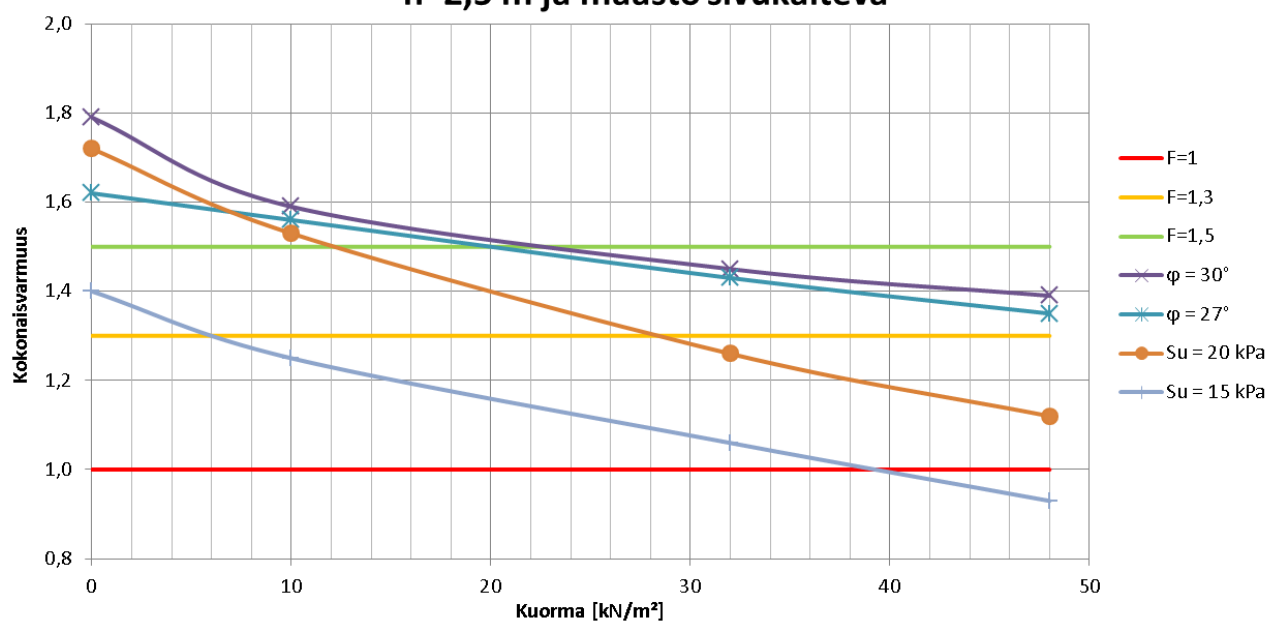
**Kuorman vaikutus varmuuteen eri pohjamaatyypeillä, kun  
h=0,7 m ja maasto sivukalteva**



**Kuorman vaikutus varmuuteen eri pohjamaatyypeillä, kun  
h=1,5 m ja maasto sivukalteva**



**Kuorman vaikutus varmuuteen eri pohjamaatyypeillä, kun  
h=2,5 m ja maasto sivukalteva**





LIITE 3 (7/9): Laskentatuloksia: taulukoita ja kuvaajia - pohjamaan vaikutus

Maaston muoto	h [m] (penger- korkeus)	Pohjamaa- tyyppi	Kuorma [kN/m²]				Absoluuttinen ero vastaavaan S <sub>u</sub> = 20 kPa tilanteeseen				Suhteellinen ero vastaavaan S <sub>u</sub> = 20 kPa tilanteeseen				KA	KA <sub>EK</sub>
			0	10	32	48	0	10	32	48	0	10	32	48		
Tasainen	0,7	S <sub>u</sub> = 20 kPa	6,89	4,40	2,38	1,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %
		S <sub>u</sub> = 15 kPa	6,21	3,87	2,06	1,55	-0,68	-0,53	-0,32	-0,25	-10 %	-12 %	-13 %	-14 %	-12 %	-14 %
		S <sub>u</sub> = 10 kPa	5,37	3,22	1,70	1,26	-1,52	-1,18	-0,68	-0,54	-22 %	-27 %	-29 %	-30 %	-27 %	-29 %
Tasainen	1,5	S <sub>u</sub> = 20 kPa	3,47	2,75	1,84	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %
		S <sub>u</sub> = 15 kPa	3,09	2,41	1,59	1,28	-0,38	-0,34	-0,25	-0,22	-11 %	-12 %	-14 %	-15 %	-13 %	-14 %
		S <sub>u</sub> = 10 kPa	2,55	1,94	1,30	1,04	-0,92	-0,81	-0,54	-0,46	-27 %	-29 %	-29 %	-31 %	-29 %	-30 %
Tasainen	2,5	S <sub>u</sub> = 30 kPa	2,59	2,35	1,86	1,63	0,38	0,41	0,36	0,34	17 %	21 %	24 %	26 %	22 %	25 %
		S <sub>u</sub> = 20 kPa	2,21	1,94	1,50	1,29	0,00	0,00	0,00	0,00	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %
		S <sub>u</sub> = 15 kPa	1,93	1,69	1,29	1,11	-0,28	-0,25	-0,21	-0,18	-13 %	-13 %	-14 %	-14 %	-13 %	-14 %

Värien selite
< 1,0
1,0..1,3
1,3..1,5
1,5..2,0
≥ 2,0

LIITE 3 (8/9): Laskentatuloksia: taulukoita ja kuvaajia - ajolinjan vaikutus

				Kuorma [kN/m²]				Ero lähtötilanteeseen					
								Absoluuttinen		Suhteellinen			
Maaston muoto	h [m] (penger- korkeus)	Pohjamaa- tyyppi	Ajolinja	0	10	32	48	32	48	32	48	KA	KA <sub>EK</sub>
Tasainen	0,7	S <sub>u</sub> = 10 kPa	Normaali	5,37	3,22	1,70	1,26	0,00	0,00	0 %	0 %	0 %	0 %
			Keskellä	-	-	1,77	1,31	0,07	0,05	4 %	4 %	4 %	4 %
Tasainen	1,5	S <sub>u</sub> = 10 kPa	Normaali	2,55	1,94	1,30	1,04	0,00	0,00	0 %	0 %	0 %	0 %
			Keskellä	-	-	1,39	1,11	0,09	0,07	7 %	7 %	7 %	7 %
Tasainen	2,5	S <sub>u</sub> = 15 kPa	Normaali	1,93	1,69	1,29	1,11	0,00	0,00	0 %	0 %	0 %	0 %
			Keskellä	-	-	1,38	1,19	0,09	0,08	7 %	7 %	7 %	7 %
Sivukalteva	0,7	S <sub>u</sub> = 15 kPa	Normaali	2,32	2,14	1,68	1,32	0,00	0,00	0 %	0 %	0 %	0 %
			Keskellä	-	-	1,83	1,43	0,15	0,11	9 %	8 %	9 %	9 %
			Vasen	-	-	2,02	1,58	0,34	0,26	20 %	20 %	20 %	20 %
Sivukalteva	1,5	S <sub>u</sub> = 15 kPa	Normaali	1,89	1,71	1,31	1,10	0,00	0,00	0 %	0 %	0 %	0 %
			Keskellä	-	-	1,41	1,19	0,10	0,09	8 %	8 %	8 %	8 %
			Vasen	-	-	1,51	1,31	0,20	0,21	15 %	19 %	17 %	17 %
Sivukalteva	2,5	S <sub>u</sub> = 25 kPa	Normaali	1,72	1,53	1,26	1,12	0,00	0,00	0 %	0 %	0 %	0 %
			Keskellä	-	-	1,34	1,20	0,08	0,08	6 %	7 %	7 %	7 %
			Vasen	-	-	1,40	1,27	0,14	0,15	11 %	13 %	12 %	12 %

Värien selite
< 1,0
1,0..1,3
1,3..1,5
1,5..2,0
≥ 2,0

LIITE 3 (9/9): Laskentatuloksia: taulukoita ja kuvaajia - FEM ja LEM vertailu

Laskenta-tilanne	Maaston muoto	h [m] (penger- korkeus)	Pohjamaa- tyyppi	Laskenta- tapa	Kuorma [kN/m²]				Absoluuttinen ero FEM- laskentaan				Suhteellinen ero FEM-laskentaan					
					0	10	32	48	0	10	32	48	0	10	32	48	KA	KA <sub>EK</sub>
A	Tasainen	1,5	S <sub>u</sub> = 10 kPa	LEM	2,55	1,94	1,30	1,04	0,17	0,08	-0,15	-0,16	7 %	4 %	-10 %	-13 %	-3 %	-12 %
				LEM(vapaa)	1,65	1,61	1,17	0,94	-0,73	-0,25	-0,28	-0,26	-31 %	-13 %	-19 %	-22 %	-21 %	-20 %
				FEM	2,38	1,86	1,45	1,20	0,00	0,00	0,00	0,00	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %
B	Tasainen	2,5	φ = 27°	LEM	1,79	1,69	1,51	1,41	0,19	0,11	0,08	0,06	12 %	7 %	6 %	4 %	7 %	5 %
				LEM(vapaa)	1,63	1,58	1,44	1,35	0,03	0,00	0,01	0,00	2 %	0 %	1 %	0 %	1 %	0 %
				FEM	1,60	1,58	1,43	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %
C	Tasainen	2,5	S <sub>u</sub> = 15 kPa	LEM	1,93	1,69	1,29	1,11	0,01	0,04	-0,10	-0,10	1 %	2 %	-7 %	-8 %	-3 %	-8 %
				LEM(vapaa)	1,76	1,54	1,26	1,07	-0,16	-0,11	-0,13	-0,14	-8 %	-7 %	-9 %	-12 %	-9 %	-10 %
				FEM	1,92	1,65	1,39	1,21	0,00	0,00	0,00	0,00	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %
D	Sivukalteva	2,5	φ = 27°	LEM	1,62	1,56	1,43	1,35	0,22	0,17	0,12	0,09	16 %	12 %	9 %	7 %	11 %	8 %
				LEM(vapaa)	1,49	1,43	1,34	1,27	0,09	0,04	0,03	0,01	6 %	3 %	2 %	1 %	3 %	2 %
				FEM	1,40	1,39	1,31	1,26	0,00	0,00	0,00	0,00	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %
E	Sivukalteva	2,5	S <sub>u</sub> = 15 kPa	LEM	1,40	1,25	1,06	0,93	-0,04	-0,06	-0,10	-0,10	-3 %	-5 %	-9 %	-10 %	-6 %	-9 %
				LEM(vapaa)	1,37	1,22	1,04	0,92	-0,07	-0,09	-0,12	-0,11	-5 %	-7 %	-10 %	-11 %	-8 %	-11 %
				FEM	1,44	1,31	1,16	1,03	0,00	0,00	0,00	0,00	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %

Värien selite
< 1,0
1,0..1,3
1,3..1,5
1,5..2,0
≥ 2,0





